

RiBbildung und Oberflächenbewehrung von Wänden auf steifen Unterbauten

(Schwindbewehrung an Arbeitsfugen)

Forschungsbericht

Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy
Dipl.-Ing. W. Henning

Januar 1986

BIBLIOTHEK
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3300 Braunschweig

Gefördert mit Hilfe von Forschungsmitteln des Deutschen Be-
ton-Vereins e.V.

DBV-Nr. 95

VORWORT

Eine Verformungs-berechnung oder eine rechnerische Vorhersage der Zwangwirkung und der Rißbildung in Wänden erfordert die Berücksichtigung der Scheibenwirkung in diesen Wänden.

Es ist das Hauptanliegen der vorliegenden Arbeit, den Schritt von der Betrachtung diskreter Scheibenstreifen auf das komplette Zweischichtensystem Wand - Fundament zu vollziehen. Vorangegangen war die Bearbeitung des von der Arbeitsgemeinschaft Industrieller Forschungsvereinigungen (AIF) geförderten Forschungsvorhabens "Rißbildung in dicken Bauteilen", in dem Scheibenstreifen untersucht worden waren. Das Vorhaben wurde von einer Beratergruppe des Deutschen Beton-Vereins betreut, die aus folgenden Herren bestand:

Dipl.-Ing. H. Baumann
Dr.-Ing. H. Grube
Dipl.-Ing. Holz
Prof. Dr.-Ing. G. Iványi
Dr.-Ing. D. Jungwirth
Dr. Müller
Dr. Noakowski
Dr. Seiler

Diese Herren haben die Durchführung des vorliegenden Forschungsvorhabens angeregt. Sie haben ihre Beratertätigkeit weitergeführt und die entscheidenden Denkanstöße insbesondere bei der Versuchsplanung gegeben. Durch ihre ständige Diskussionsbereitschaft haben sie das Forschungsvorhaben entscheidend vorangetrieben. Ihnen gebührt unser aufrichtiger Dank.

Weiterhin bedanken wir uns beim Deutschen Beton-Verein e.V., der die finanziellen Voraussetzungen zur Durchführung der vorliegenden Arbeit geschaffen hat.

Braunschweig, im Januar 1986

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
BEZEICHNUNGEN	1
1. EINLEITUNG	4
1.1 Problemstellung	4
1.2 Häufige Rißbilder	4
1.3 Ursachen und Mechanismus der Rißbildung	5
1.4 Abwehrmaßnahmen	6
1.5 Ziel des Forschungsvorhabens	7
2. GRUNDLAGEN	9
2.1 Beanspruchungen im Zustand I	9
2.2 Zwängungsverhalten von Stahlbetonstäben im Zustand II	11
2.2.1 Der Kenntnisstand im Überblick	11
2.2.2 Erstrißbildung	12
2.2.3 Rißentwicklung, Rißabstand und Einleitungslänge	13
2.2.4 Rißbreite	14
2.3 Zwang in Wänden	15
2.3.1 Der Kenntnisstand im Überblick	15
2.3.2 Beanspruchungen im Zustand I	16
2.3.3 An- und Durchrißbedingung	21
2.4 Durchrißbreiten	25

	Seite
3. VERSUCHE AN EINSEITIG GEZWÄNGTEN WANDSCHEIBEN	29
3.1 Versuchskörper, Form und Baustoffe	29
3.1.1 ZTV-K und Modellvorstellung	29
3.1.2 Modellmaßstab	30
3.1.3 Abmessungen und Querschnittswerte	31
3.1.4 Versuchsprogramm	32
3.1.5 Beton	33
3.1.5.1 Zusammensetzung und Eigenschaften des Frischbetons	33
3.1.5.2 Eigenschaften des Festbetons	33
3.1.6 Bewehrung	35
3.2 Herstellung von Basisbauteil und Versuchswänden	36
3.2.1 Herstellung des Basisbauteils	36
3.2.2 Herstellung der Wandscheiben	37
3.3 Versuchsdurchführung	38
3.3.1 Versuchsablauf	38
3.3.2 Messungen	39
3.3.2.1 Messungen am Basisbauteil	39
3.3.2.2 Messungen der Wanddehnungen	40
3.3.2.3 Rißbreitenmessungen	41
3.3.2.4 Messung von Stahlspannungen	42
3.3.3 Dauer der Versuche	42
4. VERSUCHSERGEBNISSE	44
4.1 Vorgehen	44
4.2 Kräfte und Dehnungen im Basisbauteil	44

	Seite
4.3 Zwangdehnungen in der Wandscheibe	48
4.4 Rißbildung	49
4.4.1 Reißmechanismus	50
4.4.2 Rißbreiten an den Sollrißstellen	52
4.4.3 Mittlere Rißbreiten	54
4.4.4 Vergleich Durchrisse - Anrisse	57
4.5 Stahlspannungen	57
4.6 Ergebnisse der Langzeitmessungen	61
5. ANWENDUNG DER RECHENANSÄTZE	64
5.1 Zusammenhang zwischen Rißbreite und Stahlspannung im Riß	64
5.2 Anreißen und Durchreißen	65
5.3 Berechnung von Rißbreiten und Stahlspannungen	66
5.4 Rechenbeispiele	68
6. ZUSAMMENFASSUNG	72
7. LITERATUR	75

BEZEICHNUNGEN

a	Anpassungsfaktor
b, b_{ef}	(wirksame) Bauteildicke
c	Betondeckung
d_s	Stabdurchmesser
e	vertikale Ausmitte von N bzw. n
k_r	Beiwert, der die Querschnittsschwächung durch Eigenspannungseinrisse beschreibt
l_E, l_{Em}	(mittlere) Einleitungslänge (Stahl - Beton)
m, m_F, m_r	bezogenes Moment in der Wand, im Fundament, im Restquerschnitt
n, n_F, n_r	bezogene Normalkraft wie vor, auch $n = E_s/E_b$
p	Höhenbeiwert
r	Einrißtiefe infolge Eigenspannungen
s	Stababstand
s_{rm}, s_{rme}	mittlerer (End)rißabstand
Δs	Rißuferverschiebung
Δs_{II}	ebener Verschiebungsanteil
Δs_{χ}	Verschiebungsanteil infolge Krümmung
t	Zeitparameter
w, w_0, w_y	Rißbreite mit, ohne Bewehrung, in der Wandhöhe y
$w_m, w_{max}, w_{95\%}$	mittlere, maximale Rißbreite, 95%-Fraktilen-Wert
x, y	horizontale, vertikale Laufkoordinate in der Wandscheibe
A_F, A_W	Querschnittsfläche von Fundament und Wand
A_{bef}, A_{br}	wirksamer, durch Einrisse verminderter Betonquerschnitt
A_s	Stahlquerschnitt
E_b, E_W, E_F, E_s	Elastizitätsmodul des Betons, der Wand, des Fundaments, des Stahls
F	Kraft
H, H_F	Wandhöhe, Fundamenthöhe
H_r	Höhe eines Anrisses von der Arbeitsfuge
J	Trägheitsmoment
L	Wandlänge
L_K	Länge der Einleitungszonen (Fundament - Wand)
M, M_r, M_F	Biegemomente
N, N_r, N_F	Normalkräfte
$R_{p0,2}$	Streckgrenze
R_m	Zugfestigkeit
} Stahlkennwerte	

S_D, S_B	Dehn- bzw. Biegesteifigkeitszahl	
T_m	mittlere Bauteiltemperatur	
T_{mo}	sog. Nullspannungstemperatur	
T_l	mittlere Außentemperatur	
ΔT	Temperaturunterschied	
V	Vorspannkraft	
W	Widerstandsmoment	
α_T	Wärmedehnzahl	
$\beta_{W7}, \beta_{W28}, \beta_{WN}$	Betondruckfestigkeit nach 7, 28 Tagen, Nennwert	
$\beta_Z, \beta_{Z7}, \beta_{Z28}$	zentrische Betonzugfestigkeit, nach 7, 28 Tagen	
β_{BZ}	Betonbiegezugfestigkeit	
β_{SN}	0,2%-Dehngrenze, Stahl, Nennwert	
β_{ZN}	Nennzugfestigkeit, Spannstahl	
ϵ_0	freie Temperaturdehnung	
ϵ_Z	durch Zwang verhinderter Anteil der freien Temperaturdehnung	
ϵ_m	mittlere Dehnung (im Versuch gemessen)	
$\epsilon_{W0}, \epsilon_{Wu}, \epsilon_{Wy}$	Dehnung des oberen, unteren Wandrandes, einer Faser in der Höhe y	
$\epsilon^a_{...}$	Dehnung im Grenzfall a von Schlee	
$\epsilon_{F0}, \epsilon_{Fu}$	Randdehnungen des Fundaments	
ϵ_r	Dehnung in Höhe der Rißspitze, im stabilen Zustand: $\epsilon_r = \beta_Z/E_W$	
$\epsilon_{S0}, \epsilon_{Sr}$	Stahldehnung in Bereichen mit ungestörtem Verbund, im Riß	
ϵ_{smE}	mittlere Stahldehnung auf der Einleitungslänge l_E	
$\eta = e/H$	bezogene Exzentrizität	
κ	Krümmung	
μ	Gesamtbewehrungsgrad	
μ_{ef}	wirksamer Bewehrungsgrad	
$\sigma_{W0}, \sigma_{Wu}, \sigma_{Wy}$	Betonspannungen	Bedeutung der Indices wie bei ϵ
$\sigma_{F0}, \sigma_{Fu}, \sigma_r$		
$\sigma_{S0}, \sigma_{Sr}, \sigma_{smE}$		
σ_x, σ_y	Spannungen in x - bzw. y -Richtung	
τ_v	Verbundspannung (Stahl - Beton)	
τ_{xy}	Verbundspannung (Fundament - Wand)	

Bedeutung der Indices wie bei ϵ

Kopfzeiger

AR	Anriß
DR	Durchriß
a	Werte nach Schleeh /2/, Grenzfall a

1. EINLEITUNG

1.1 Problemstellung

Seit langem werden in der Praxis in langen, fugenlosen Wänden klaffende Risse infolge von Zwang beobachtet, die das Aussehen, die Dichtigkeit und Dauerhaftigkeit beeinträchtigen können. Auf die Tragfähigkeit üben diese Risse i.d.R. keinen negativen Einfluß aus. Rasche Abkühlung und das Betonschwinden sind die häufigsten Rißauslöser.

Die Auftretenswahrscheinlichkeit von Zwangrissen steigt, wenn das Basisbauteil den frei angestrebten Verformungen der Wand eine hohe Behinderung entgegenstellt. Klaffende Risse entstehen, wenn der resultierende Zwang unterschätzt oder gar vergessen wurde bzw. wenn die Mindestbewehrung zu schwach ausgelegt wurde. Die bisherigen Regeln der Zwangbemessung wurden für Stahlbetonstäbe mit Verformungsbehinderung an Endpunkten und Auflagern entwickelt. Sie sind auf Wände auf Fundamenten nicht übertragbar.

1.2 Häufige Rißbilder

Risse infolge von Zwang werden meist an langen fugenlosen Wänden auf steifen Unterbauten beobachtet. Bild 1.1 zeigt die wesentlichen Rißtypen. Der Abstand und die Breite der bis zur Wandkrone reichenden Durchrisse fallen je nach Zwangbeanspruchung, Bauwerksgeometrie und konstruktiver Durchbildung sehr unterschiedlich aus.

In manchen Fällen werden zwischen Durchrissen auch Anrisse beobachtet, die, ausgehend von der Arbeitsfuge, nur bis zu einer Teilhöhe der Wand reichen. Diese Anrisse sind stets wesentlich schmaler als Durchrisse. Beide Rißarten treten bereits wenige Tage nach dem Betonieren auf, wenn die Festigkeit der aufbetonierten Wand noch niedrig ist. Nur selten werden Risse beobachtet, die erst längere Zeit nach der Wandherstellung entstehen.

Risse in Stahlbetonbauteilen sind prinzipiell kein Schaden. Sie sind Bestandteil der Wirkung des Stahlbetons, der die unsichere Betonzugfestigkeit negiert. Andererseits können Risse zu einem Schaden führen, wenn ihre Breite gewisse Grenzwerte übersteigt /29/, /30/. In diesen Fällen besteht bei Witterungseinwirkung längerfristig Gefahr von Bewehrungskorrosion. Auch können Undichtigkeiten bei drückendem Wasser entstehen. Näheres ist /30/ zu entnehmen.

1.3 Ursachen und Mechanismus der Rißbildung

Die wesentlichen Ursachen der Zwangrißbildung sind bekannt. Infolge rascher Abkühlung der Hydratationswärme nach dem Entschalen will sich die Wand verkürzen, woran sie durch das Basisbauteil gehindert wird. Es kommt zu einer Zugzwangbeanspruchung der Wand. Bei dicken Wänden treten noch Eigenspannungen infolge von Temperaturunterschieden über den Querschnitt hinzu, die die Zugbeanspruchung der Randfasern weiter erhöhen. Auch das Betonschwinden, das nach dem Entschalen mit der Austrocknung der Oberflächen einsetzt, trägt zur Steigerung der Zugbeanspruchung im Querschnitt bei, ist jedoch, verglichen mit dem Temperaturzwang bei dicken Wänden, von untergeordneter Bedeutung. All dem steht die noch niedrige Zugfestigkeit des jungen Betons entgegen. Wird sie überwunden, kommt es zur Rißbildung.

Zwang entsteht bekanntlich durch ein Ursachenpaar. Der eine Partner sind die Zwangdehnungen, die frei angestrebt werden und die orts- und zeitveränderlich sind. Im Fall der Wand interessieren nur die Dehnungen in Wandlängsrichtung. Der andere Partner wird durch die Dehn- und Biegesteifigkeitsverhältnisse von Wand und Basisbauteil gebildet, die als zweischichtiger Verbundkörper zusammenwirken. Beide Partner beeinflussen die Rißentstehung und -breite.

Die Steifigkeitsverhältnisse, die sich mit fortschreitender Rißbildung ständig ändern, bestimmen nicht nur die Rißauslösung sondern auch jenen Teil der Wandhöhe, der vom Riß durchtrennt wird. Abb. 1.1 zeigt für zwei extreme Biegesteifigkeitsverhältnisse bei unendlich dehnsteifem Fundament die qualitativ unterschiedlichen Rißbilder. Im ersten Fall werden sich Durchrisse und im zweiten Fall nur schmale Anrisse bilden.

Die Realität wird stets zwischen diesen beiden Extremen liegen. Ein biegeschlaffes Fundament ist nicht denkbar. Lediglich bei sehr hohen Wänden geringer Länge kann angenommen werden, daß sich ausschließlich Anrisse bilden. In Wänden mit üblichem Längen-Höhen-Verhältnis ($L/H \geq 4$) muß jedoch mit Durchrissen gerechnet werden, deren Breite durch Bewehrung zu beschränken ist.

1.4 Abwehrmaßnahmen

Zur Rißkontrolle wird eine Reihe baupraktischer Methoden eingesetzt. Durch betontechnologische Maßnahmen (Zementart, -menge, Flugasche, Frischbetontemperatur u.a.m.). kann die Abbindewärme des Betons und damit der Zwangantrieb ΔT herabgesetzt werden.

Durch eine längere Einschaldauer und ggf. durch eine wärmedämmende Schalung läßt sich der Zeitpunkt des Zwangbeginns in gewissen Grenzen hinausschieben; der Zwang trifft dann auf eine bereits höher entwickelte Betonzugfestigkeit. Neben diesen Maßnahmen gibt es noch zahlreiche andere.

Eine gängige Maßnahme gegen unkontrollierte Zwangrisse ist die Anordnung von Dehnfugen in langen Wänden. Über den Abstand und die konstruktive Ausbildung solcher Fugen herrschen unterschiedliche Auffassungen, auf die hier nicht näher eingegangen wird. Es muß jedoch hervorgehoben werden, daß durch solche Fugen nur die Endbereiche einer Wand auf einer Länge von rd. 1 x Wandhöhe zwangentlastet werden.

Durch die vorgenannten Maßnahmen läßt sich die Entstehung von Zwangsrissen nicht zuverlässig verhindern. Ebenso ist mit ihnen eine gezielte Kontrolle der Rißbreiten nicht zu erreichen. Dies ist ausschließlich durch eine Oberflächenbewehrung möglich. Zwar werden auch in mit horizontaler Bewehrung versehenen Wänden Risse entstehen; bei geeigneter Wahl dieser Bewehrung gelingt es jedoch, statt weniger breiter Risse viele schmale zu erzwingen, die die Gebrauchsfähigkeit der Wand nicht beeinträchtigen. Welche Zusammenhänge zwischen Art und Anordnung der Oberflächenbewehrung, Bauteilgeometrie und Zwangrißbreite bestehen, ist Gegenstand des vorliegenden Forschungsvorhabens.

1.5 Ziel des Forschungsvorhabens

Das vorliegende Forschungsvorhaben ist mit der Forschungsarbeit "Rißbildung in dicken Betonbauteilen infolge Zwang - Bestimmung der wirksamen Betonzugfläche und der erforderlichen Oberflächenbewehrung" /15/ eng verwandt. In dieser Arbeit wurde der Frage nach der Art der Rißbildung in dicken Bauteilen und nach der Größe der für die Rißbreitenbeschränkung maßgebenden Betonzugfläche nachgegangen. Aufbauend auf einem hieraus resultierenden Bemessungsvorschlag und einem Ansatz für die wirksame Betonzugfläche soll das vorliegende Vorhaben die wesentlich verwickelteren Zusammenhänge bei der Zwangrißbildung in einer langen Wand klären, bei der in praxisnaher Weise der Zwang über Fugenschubkräfte eingeleitet wird.

Es ist das Ziel dieses Forschungsvorhabens, einen Bemessungsvorschlag für Schwindbewehrungen parallel zu Arbeitsfugen zu erarbeiten. Dieser soll es ermöglichen, die Zwangrißbreiten auf ein hinsichtlich Dichtigkeit und Aussehen vertretbares Maß zu begrenzen.

Neben theoretischen Untersuchungen, neben der Auswertung von Forschungsergebnissen sowie in- und ausländischer Vorschriften

und Praxiserfahrungen werden dazu am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz zwei Großversuche an langen Wänden, die auf ein Fundament aufbetoniert werden, durchgeführt.

Das Forschungsvorhaben wurde in dankenswerter Weise vom Deutschen Beton-Verein e.V., Wiesbaden, gefördert.

2. GRUNDLAGEN

2.1 Beanspruchungen im Zustand I

Wie bereits erwähnt, s. auch /15/, /16/, treten in der Praxis die ersten Zwangrisse in Wänden meist im frühen Alter auf, Stunden bis einige Tage nach dem Ausschalen. Wesentliche Ursache dieser Zwangrisse ist die Hydratationswärme des Betons.

Die Entwicklung der Hydratationswärme und deren Abfluß hängen von zahlreichen betontechnischen, thermischen und geometrischen Parametern ab /5, 6/. Massige Bauteile heizen sich bis auf 60 °C auf. Demgegenüber übt das Schwinden wegen des sehr langsamen Trocknens dicker Bauteile eine geringe rißerzeugende Wirkung aus.

Verformungsbehinderte Bauteile erfahren bereits im eingeschalteten Zustand Zwang /7/, s. Abb. 2.1. Nach anfänglichem geringen Druck entstehen ab dem Zeitpunkt t_0 Zugspannungen. Die zwangbestimmende Differenz zwischen der sog. Nullspannungstemperatur T_{m0} und der mittleren Bauteiltemperatur beträgt:

$$\Delta T(t) = T_m(t) - T_{m0} \quad (2.1)$$

Dabei wird vereinfachend angenommen, daß sich die Umgebungsluft und die verformungsbehindernden Nachbarbauteile im Temperaturgleichgewicht eben bei T_1 befinden. Damit beträgt wegen

$$T_m(t \rightarrow \infty) = T_1$$

die maximale Temperaturdifferenz

$$\max \Delta T = T_1 - T_{m0}.$$

Ihr entspricht die freie negative Temperaturdehnung

$$\epsilon_0 = \Delta T \cdot \alpha_T < 0,$$

die allerdings durch verschiebungsfest angeschlossene Fundamente ganz (Theorie) oder teilweise verhindert wird. Der verhinderte Dehnungsanteil ϵ_z erzeugt Zwangzugspannungen. Er hat folglich im Gegensatz zu ϵ_0 ein positives Vorzeichen.

Wie sich nun die Temperaturdifferenz $\Delta T(t)$ in Spannungen umsetzt, hängt von den Randbedingungen ab. Bei einem an beiden Enden mittig und federnd gehaltenen Stahlbetonstab führt die Temperaturdifferenz $\Delta T(t)$ zur mittigen Zwangspannung

$$\sigma_Z(t) \approx -k \alpha_T \Delta T(t) E_b(t) = \epsilon_Z E_b(t) \leq \beta_Z(t). \quad (2.2)$$

Sie nimmt entsprechend dem Temperatúrausgleich von T_{mo} auf T_l monoton zu. Der Faktor k drückt den Grad der Behinderung durch die Stützung aus. Bei einem mittig unverschieblich gehaltenen Stab ist $k = 1$. Dies gilt auch bei langen niedrigen Wänden auf dehnstarrem Unterbau. Da jedoch jedes Fundament über eine, wenn auch begrenzte Nachgiebigkeit verfügt, wird bei Wänden üblicher Abmessungen $k < 1$; hierauf wird noch eingegangen.

Insbesondere in kühler Jahreszeit fällt die mittlere Betontemperatur nach dem Ausschalen schnell ab. Der zu ersten Rissen führende kritische mittlere Temperaturunterschied beträgt rd. 10 bis 15 K /7/. Die zwangerzeugende Temperaturdifferenz ΔT und damit der Zwang nehmen mit der Bauteildicke zu. Allerdings baut sich der Zwang in einer dicken Wand viel langsamer auf.

Durch die geschilderte Abkühlung und durch das Schwinden entstehen neben dem Zwang auch Eigenspannungen, die durch die nichtlineare Temperaturverteilung über den Querschnitt hervorgerufen werden und das Ebenbleiben des Querschnitts erzwingen. Die Eigenspannungen nehmen mit der Bauteildicke zu. Sie erreichen erst bei Wanddicken oberhalb 40 cm Werte in der Größenordnung der Betonzugfestigkeit, ehe sich der Temperaturausgleich vollzogen hat. Bei dicken Wänden können die Eigenspannungen im jungen Betonalter zu äußerst schmalen, meist nicht wahrnehmbaren Einrissen der Bauteiloberfläche führen. Diese Einrisse sind hinsichtlich einer Rißbreitenbegrenzung irrelevant; sie führen jedoch zu einer Aufweichung der Betonoberfläche und damit zu einer Reduktion des durch den später einsetzenden Zwang beanspruchbaren Betonquerschnitts.

Überdies bilden sie Initialstellen für spätere Trennrisse infolge Zwang, die eben wegen der Querschnittsschwächung früher ausgelöst werden. Näheres zur Problematik der Vorschädigung infolge Eigenspannungen ist /14, 15, 16, 17/ zu entnehmen.

Wegen des ausgeprägten viskoelastischen Verhaltens des jungen Betons ist die zutreffende Abschätzung der Zwang- und Eigenspannungen im Zustand I bislang nicht möglich.

2.2 Zwängungsverhalten von Stahlbetonstäben im Zustand II

2.2.1 Der Kenntnisstand im Überblick

Die meisten Untersuchungen über das Zwängungsverhalten im Zustand II wurden für den mittig gezogenen Stahlbetonstab durchgeführt, weil dieser nicht nur als Grundfall sondern sowohl experimentell als auch analytisch am einfachsten zu behandeln ist. Die untersuchten Querschnittsabmessungen waren i.a. gering, weshalb sich die Rißbildung überwiegend in Trennrissen äußert. Die bei Bauteilen größerer Dicke in den Randbereichen zusätzlich auftretenden Einrisse sind bei dünnen Bauteilen nicht vorhanden. Wegen fehlender Übertragbarkeit der bisherigen Regeln auf dicke Bauteile waren für letztere zusätzliche Untersuchungen nötig /15/.

Der gegenwärtige Stand der Kenntnisse über das Zwängungsverhalten von gerissenen Stahlbetonstäben unter Axialzug und Biegung kann den Arbeiten /1/ und /8/ bis /10/ entnommen werden. Sie bauen meist auf der Rißtheorie von Rehm und Martin /21/ auf und berücksichtigen die Mitwirkung des Betons auf Zug zwischen den Rissen entweder empirisch, global oder auf verbundorientierte Weise. Ziel aller Arbeiten ist die Entwicklung von sog. d_s - μ -Diagrammen zur Zwangbemessung.

Im Rahmen dieser Arbeit kann auf den bisherigen Kenntnisstand nur knapp eingegangen werden. Dabei wird auch noch eine thematische Einengung vorgenommen. Entsprechend der Aufgabenstel-

lung des Forschungsvorhabens interessiert hier das dickere Bauteil mit $b > 50$ cm und zwar insbesondere im jungen Betonalter.

2.2.2 Erstrißbildung

Die Praxis zeigt, daß die ersten Zwangrisse meist im frühen Betonalter entstehen. Dabei ist zum einen die Betonzugfestigkeit noch relativ gering. Zum anderen werden bei dicken Wänden die Randzonen durch Eigenspannungseinrisse bei üblichen Praxisbedingungen verweicht sein. Auf diese Zusammenhänge wird, wenn auch nicht abschließend, in /16/ und /17/ eingegangen. Damit ergibt sich der durch zentrischen Zwang bei Erstrißbildung durchzureißende Querschnitt mit Abb. 2.2 vereinfachend zu:

$$A_{br} = k_r A_b \quad (2.3)$$

mit

$$k_r = 1 \quad \text{für } b \leq 0,5 \text{ m}$$

$$k_r = 0,85 \quad \text{für } b \geq 1,0 \text{ m}$$

und mit linearer Interpolation für k_r zwischen $b = 0,5$ m bis 1,0 m. Durch den Faktor

$$k_r = \frac{b-2r}{b} = 1 - \frac{2r}{b} = \frac{A_{br}}{A_b} \quad (2.4)$$

wird die Einrißtiefe beschrieben.

Die maßgebende Zugfestigkeit des Betons beim Erstriß im frühen Alter (3 bis 14 d) ist schwer eingrenzbar, da sie u.a. vom Zeitpunkt des Entschalens und vom Zeitverlauf der Festigkeitsentwicklung abhängt. Sie kann nach /16/ wie folgt eingegrenzt werden:

$$\text{maßg } \beta_z \approx 0,1 \text{ bis } 0,2 \beta_{WN}^{2/3} \quad (2.5)$$

Damit erhält man die Erstrißkraft

$$N_{r1} \approx \text{maßg } \beta_z A_{br} \quad (2.6)$$

und den Mindestbewehrungsgrad, der klaffende Erstrisse unterbinden muß, zu:

$$\min \mu = \frac{k_r \text{ maßg } \beta_z}{\sigma_s} \quad (2.7)$$

mit

$$\sigma_s \leq \beta_{SN}$$

Hierzu folgt später mehr.

Wände, v.a. dickere, sind in Längsrichtung nur mäßig bewehrt. Dies hat zur Folge, daß die Stahlspannung im Riß auch bei weiterer Rißbildung praktisch nicht über das Erstrißstahlspannungsniveau anwächst, wenn die zwangerzeugende Dehnung ϵ_z einen praxisüblichen Wert von 0,5 ‰ nicht überschreitet. Bei langsamem Zwangaufbau ist das Anwachsen der Betonzugfestigkeit von Einfluß /16/.

2.2.3 Rißentwicklung, Rißabstand und Einleitungslänge

Die Praxis und Versuche zeigen, daß das Rißbild bei praxisnahem Zwang nicht ausgeprägt bleibt. Es liegt das Stadium der Erstrißbildung vor, mit mehr oder weniger großen Trennrißabständen. Da zwischen den Rissen Bereiche ungestörten Verbunds verbleiben, muß die Rißbreite über die Einleitungslänge l_E des Verbundes und über die mittlere Stahldehnung innerhalb von l_E hergeleitet werden.

Die sich zu beiden Seiten eines Einzelrisses anschließenden Einleitungslängen l_E darf man näherungsweise dem mittleren Endrißabstand gleichsetzen /1/, /11/:

$$l_{Em} \approx s_{rme} \quad (2.8)$$

Bei oberflächenbewehrten dicken Bauteilen $b \geq 50$ cm treten nach /16/ neben Trennrissen auch Einrisse auf. Abb. 2.3 zeigt ein typisches, ausgeprägtes Rißbild. Die Einrisse durchtrennen

die Randzugzonen zu beiden Wandseiten. Die Einriß- und Trennrißbreiten gehören zu einer Grundgesamtheit. Der mittlere Endrißabstand aller Oberflächenrisse ergab sich nach /15/ zu

$$s_{rme} = c + 0,3 s + 0,12 \frac{d_s}{\mu_{ef}} \quad (2.9)$$

und bestätigte den CEB-FIP-Ansatz /18/. An die Stelle des Gesamtbewehrungsgrads bei dünnen Bauteilen tritt bei dicken Bauteilen der effektive Bewehrungsgrad der mitwirkenden Betonzugzone, s. Abb. 2.4 oben:

$$\mu_{ef} = \frac{A_s}{2 \cdot s \cdot b_{ef}} \quad (2.10)$$

mit

A_s Bewehrungsquerschnitt der Stäbe beider Wandseiten im Abstand $s \leq 15 d_s$

b_{ef} wirksame Zugzonenbreite, $b_{ef} = c + 8 d_s$ je Wandseite

Mit Glg. (2.9) ist nun eine Abschätzung für die Einleitungslänge l_E gefunden.

2.2.4 Rißbreite

Für den Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im Riß und der Rißbreite wurden zahlreiche Ansätze entwickelt. Die Arbeiten /8, 10, 12, 13, 19/ geben hierüber einen Überblick. Die Rißbreite folgt stets dem Ansatz:

$$w \approx \bar{l} \cdot \bar{\epsilon}_{sm} \quad (2.11)$$

Hierin bedeuten:

\bar{l} - Länge beiderseits eines Risses mit verschieblichem Verbund und

$\bar{\epsilon}_{sm}$ - mittlere Stahldehnung innerhalb von \bar{l} .

Die Ansätze werden meist über ein aus Ausziehversuchen abgeleitetes Werkstoffgesetz $\tau_v(v)$ entwickelt und gelten i.w. nur für Risse, die die Zugzone mit gleichbleibender Breite durchtrennen.

Wegen der bei dicken Bauteilen hiervon abweichenden Rißbildung wurde in /9/ ein vereinfachender Ansatz für die mittlere Rißbreite entwickelt, der im unteren Teil von Abb. 2.4 erklärt wird. Er basiert i.w. auf der Annahme parabolischer Verläufe für die Dehnungen $\epsilon_s(x)$ und $\epsilon_b(x)$ innerhalb der mittleren Einleitungslänge $l_{Em} \approx s_{rme}$ und lautet:

$$w_m \approx \frac{2\sigma_{sr}}{3E_s} s_{rme} \quad (2.12)$$

Die Stahlspannung kann nach /9/ in vereinfachter Form zu

$$\sigma_{sr} \approx \frac{\epsilon_z E_s}{2} \left[1 + \frac{2\beta_z}{\epsilon_z E_s \mu} \right] = \frac{\beta_z}{\mu} + \frac{\epsilon_z E_s}{2} \quad (2.13)$$

angeschrieben werden. Der erste Term von Glg. (2.13) ist die Erstrißstahlspannung. Der zweite Term berücksichtigt die Größe der Zwangdehnung, er liefert nur einen vergleichsweise geringen Spannungszuwachs (Erstrißplateau).

Die bisherigen Beziehungen galten für mittigen Zwang bei unverschieblicher Stützung an den Stabenden. Die Berechnung der Erstrißstahlspannung bei Biegung bzw. bei Biegung mit Normalkraft bei über den Querschnitt linear veränderlicher Temperatur kann mit bekannten Formeln n-gebunden erfolgen. Eine federnde Stützung kann mit baustatischen Methoden erfaßt werden.

2.3 Zwang in Wänden

2.3.1 Der Kenntnisstand im Überblick

Wie bereits in Abschn. 2.2.1 erläutert wurde, haben sich die meisten der bisherigen Untersuchungen mit dem Zwängungsverhalten von Stahlbetonstäben befaßt, die an diskreten Stellen verformungsbehindert sind. Dies gilt für Zustand II und I (auch Spannbeton, Zwangabbau durch Kriechen /22/).

Die Ergebnisse sind aus einer Reihe von Gründen auf Bauteile mit linienförmiger und flächiger Behinderung nicht übertragbar. Derartige Bauteile sind: Wand auf Fundament, Sohlplatte auf Fels u.a.

Die Wand auf einem Fundament ist entlang der gesamten Arbeitsfuge (rauh, bewehrt) verformungsbehindert. Wand und Fundament werden zu einem Zweischichtenbauteil, treten also über Steifigkeitsverhältnisse sowohl im ungerissenen als auch im gerissenen Zustand in Interaktion. Es liegt also ein Scheibenproblem vor, das für den Zustand II noch ungelöst ist.

Mehrere Untersuchungen befaßten sich mit der Rißbildung in Widerlagern u.a. /24/, /25/, /26/ in Hinblick auf das häufige Rißbild und auf praktische Konsequenzen. Der Spannungszustand nach E-Theorie wird in /27/, /2/ behandelt. Eigenspannungen und Betonrelaxation bleiben unberücksichtigt. In Anbetracht der Notwendigkeit, große Straßentunnel zu errichten, wurden in den Niederlanden sehr eingehende Untersuchungen angestellt. Dabei führte man sowohl Versuche an Mikrobetonmodellen als auch rechnerische Studien durch /4/, /20/, /28/. Weil Versuche an Kleinmodellen hinsichtlich Übertragbarkeit der Ergebnisse auf reale Bauteile gewisse Unsicherheiten aufweisen, waren Versuche mit wirklichkeitsnahen Abmessungen erforderlich; sie sind Gegenstand dieser Arbeit.

2.3.2 Beanspruchungen im Zustand I

Das System Wand/Fundament ist auf Basis der Scheibentheorie bei elastischem Werkstoff von Schleeh /2/ untersucht worden. Dabei betrachtete er zwei Grenzfälle: a) das ideale biegeschlaaffe Fundament mit $E_F I_F = 0$ und b) das ideal biegestarke Fundament mit $E_F I_F = \infty$; in beiden Fällen wird das Fundament als dehnstarr angenommen: $E_F A_F = \infty$ (s. Abb. 2.5). Die Wand strebe eine gleichförmige Temperaturdehnung $\epsilon_0 = \Delta T \alpha_T$ an, die vom Fundament vollständig verhindert wird. Man erhält die Zwangdehnung zu $\epsilon_Z = -\epsilon_0$.

Die Spannungen σ_x , σ_y , τ_{xy} in der Wand sind ortsveränderlich. An beiden Enden der Wandlänge L existiert eine St. Venant'sche Einleitungszone L_K , die zur Krafteinleitung über Fußschub und

zum Aufbau der Spannungsverteilung nach Balkenbiegelehre erforderlich ist. Die Kräfte Z , D und T in Abb. 2.5 sind die Resultierenden der Spannungen in $y = 0$ innerhalb der Einleitungszone L_K . Die Länge dieser Einleitungszone beträgt ≈ 1 bis $1,25 H$. Wände mit $L/H \geq 2$ bis $2,5$ weisen demnach innerhalb einer Länge von

$$\bar{L} \approx L - 2 L_K$$

von x unabhängige und über y i.w. linear veränderliche Längsspannungen $\sigma_x(y)$ nach der Balkenbiegelehre auf. Innerhalb der Einleitungszone und damit stets in Wänden mit $L/H < 2$ bis $2,5$ liegt ein Scheibenspannungszustand vor. Der Spannungsverlauf wird hier nichtlinear sein.

Die rißauslösende Betonlängsspannung

$$\sigma_x = k_r \cdot \text{maßg } \beta_z \quad (2.14)$$

wird bei biegeschlaffem Fundament für jedes Verhältnis L/H zunächst in der Faser unmittelbar über der Fuge erreicht. Bei dehnstarrem Fundament beträgt sie

$$\sigma_x = - \Delta T \alpha_T E_W = \epsilon_z E_W.$$

Sie existiert zu beiden Seiten der Symmetriachse über jeweils $\bar{L}/2$ in dieser Größe und nimmt innerhalb der Einleitungszone auf Null ab. Die Theorie bestätigt also die Beobachtung: Risse beginnen an der Arbeitsfuge und steigen hoch; die Einleitungszone bleiben meist ungerissen.

Abb. 2.6 zeigt für ein Verhältnis $L/H = 4$ die Spannungen σ_x und τ_{xy} in Höhe der Arbeitsfuge ($y = 0$), sowie die Längsspannungen σ_x in der Symmetriachse. Dabei fällt vor allem die sehr hohe Zugspannung σ_y am Wandende bei biegestarrem Fundament auf, die normal zur Anschlußfuge wirkt. Es ist davon auszugehen, daß die Anschlußfuge einreißt ($\max \sigma_y \approx 2 \div 3 \beta_z$). Die Anschlußbewehrung wird den Riß auffangen; aber die Einleitung wird weicher und zur Symmetriachse hin verlagert.

Abb. 2.6 zeigt außerdem, daß auch bei einer Wandschlankheit $L/H = 4$ noch ein Scheibeneinfluß vorliegt. Trotzdem ist es näherungsweise gerechtfertigt, den Spannungszustand nach Balkenbiegelehre zugrunde zu legen und nach jener vom L/H -Verhältnis abhängigen Kombination M, N zu suchen, die die Normalspannungen der Scheibentheorie am besten approximiert. Abb. 2.7 enthält das Ergebnis einer diesbezüglichen Auswertung der Scheibenspannungen von Schleeh. In ihr ist die bezogene Längszugkraft

$$n = \frac{N}{-\epsilon_0 E_W A_W} \quad (2.15)$$

und die bezogene Ausmitte

$$\eta = \frac{e}{H} \quad (2.16)$$

abhängig von L/H für die beiden Grenzfälle aufgetragen. Das Biegemoment M ist mit N wie folgt verknüpft:

$$M = eN = \eta HN \quad (2.17)$$

mit

$$N = -\epsilon_0 E_W A_W \frac{1}{1+6\eta}$$

Die untere Betonrandspannung der Wand beträgt bei dehnstarrem Fundament stets:

$$\sigma_{Wu} = -\epsilon_0 E_W \leq \beta_Z \quad (y = 0) \quad (2.18)$$

und die obere ist:

$$\sigma_{Wo} = -\epsilon_0 E_W \cdot \frac{1-6\eta}{1+6\eta} \quad (y = H) \quad (2.19)$$

Man erkennt, daß im Grenzfall b, biegestarres Fundament, der Scheibeneinfluß erst ab $L/H \geq 10$ verschwindet. Erst ab dann herrscht mittiger Zwang. Im Grenzfall a, biegeschlaffes Fundament, ist der Scheibeneinfluß bereits ab $L/H \geq 3$ verschwunden. Am prinzipiellen Verlauf der n - und η -Linien wird sich nichts ändern, wenn das Fundament eine endliche Dehnsteifig-

keit besitzt: die n -Linien sinken auf ein niedrigeres Niveau ab; n wird zu 0, wenn $E_F A_F \rightarrow 0$.

Bei den Grenzfällen von Schleeh waren die Dehn- und Biegesteifigkeit der Wand nicht explizit berücksichtigt. In der Praxis müssen sie in die Berechnungen einfließen; es interessieren jedoch nicht die Steifigkeiten der Bauteile als solche, sondern deren Verhältnismerte. Diese werden wie folgt definiert (s. Abb. 2.8):

Dehnsteifigkeitszahl:

$$S_D = \frac{E_W A_W}{E_F A_F} \quad \text{mit} \quad 0 \leq S_D \leq \infty \quad (2.20)$$

Biegesteifigkeitszahl:

$$S_B = \frac{E_W I_W}{E_F I_F} \quad \text{mit} \quad 0 \leq S_B \leq \infty \quad (2.21)$$

Nun ist es möglich, den Zweischichtkörper Wand/Fundament für Schlankheiten $L/H \rightarrow \infty$ mit der Biegelehre zu erfassen. Man erhält bei Wahrung von Gleichgewicht und Verträglichkeit folgende bezogene Schnittkräfte infolge Zwang im Zustand I:

$$n = - \frac{N}{\epsilon_0 E_W A_W} = \frac{1 + S_B}{3p^2 S_B + (1 + S_B)(1 + S_D)} \quad (2.22)$$

$$m = - \frac{6M}{\epsilon_0 E_W A_W \cdot H} = \frac{3p S_B}{3p^2 S_B + (1 + S_B)(1 + S_D)} \quad (2.23)$$

bzw. die bezogene Ausmitte zu:

$$\eta = \frac{m}{6n} = \frac{p S_B}{2(1 + S_B)} \quad (2.24)$$

Hierin ist p ein Höhenbeiwert gem. Abb. 2.8, der für übliche Praxisfälle i.M. zu 1,25 angenommen werden darf. Setzt man in die Gln. 2.22 bis 2.24 die den Grenzfällen a und b entsprechenden Steifigkeitszahlen ein, so ergeben sich die n - und η -Werte von Abb. 2.7 für $L/H \rightarrow \infty$.

In /4/ hat man die Dehnungsverteilung im Zustand I für zahlreiche ausgeführte Bauwerke (Keller, Tunnel Schleusen u.a.) berechnet. Aufgrund dieser Arbeit wird die Absteckung der Steifigkeitszahlen des praxisrelevanten Bereiches wie folgt möglich:

$$2 \geq S_D \geq 0,2$$
$$50 \geq S_B \geq 2$$

Abb. 2.9 zeigt die mit den Gln. 2.22 und 2.23 errechneten bezogenen Normalkräfte und Biegemomente sowie den Praxisbereich. Die Kurven gelten für den Grenzfall $p = 1$. In Abb. 2.10 wurde der Praxisbereich vergrößert dargestellt, Kurven für den praxisgerechten Höhenbeiwert $p = 1,25$ wurden hinzugefügt.

Wichtig ist die Erkenntnis, daß die Biegebehinderung in der Praxis gering ist. Diese Tatsache führt aber auch zu einer beträchtlichen Reduktion der Normalzugkraft gegenüber dem totalen mittigen Zwang:

$$N \approx -0,13 \text{ bis } -0,23 \epsilon_0 E_W A_W$$

praktischer Bereich
von S_D und S_B

bzw.

$$\max N = - \epsilon_0 E_W A_W$$

totaler Zwang $S_D = S_B = 0$

Die Ausmitte beträgt im praktischen Bereich:

$$\eta \approx 0,4 \text{ bis } 0,6$$

Die bezogenen Schnittkräfte von Abb. 2.9 und 2.10 gelten streng nur für große Wandschlankheiten. Interessant ist aber der Bereich $L/H < 10$. Weil aber hierfür keine Scheibenspannungsfelder vorlagen, wird der Einfluß von L/H näherungsweise erfaßt. Ausgangspunkt dieser Näherung ist der Grenzfall a von Schleeh, biegeschlaffes Fundament ($S_D = 0$, $S_B = \infty$), von Abbildung 2.7. Diese Abbildung zeigt, daß der Scheibeneinfluß ab $L/H = 3$ bereits verschwindet. Nun wird die bezogene Normalkraft von Grenzfall a für Wertepaare S_D , S_B des praktischen Bereichs wie folgt affin verzerrt:

$$n(S_D, S_B, L/H) \approx n(S_D, S_B, \infty) \frac{n_a(0, \infty, L/H)}{n_a(0, \infty, \infty)} \quad (2.25)$$

Die mit a indizierten Normalkräfte sind die Werte des Grenzfalles a . Abb. 2.11 zeigt das Ergebnis der Auswertung für ausgewählte Wertepaare von S_D und S_B des praktischen Bereichs. Ab $L/H > 10$ stimmen Scheiben- und Biegetheorie wieder streng miteinander überein bzw. ab $L/H > 3$ ist praktisch kein L/H -Einfluß vorhanden. Werte für $L/H < 2$ sind unsicher.

2.3.3 An- und Durchrißbedingung

Wie bereits in Abschn. 1 dargelegt, hängt das Rißbild einer Wand sowohl von den Steifigkeitsverhältnissen als auch von der Zwangdehnung ab. Weil die Durchrisse viel breiter als die Anrisse sind, ist es von großem praktischem Interesse, über ein Kriterium zu verfügen, das das Durchreißen zuverlässig prognostiziert.

Ein Anriß entsteht, wenn am Wandfuß die Betonzugfestigkeit erreicht wird:

$$\sigma_{Wu} = \beta_Z = -\epsilon_0 E_W (n+m) = -\epsilon_0 E_W \cdot \frac{1+S_B(1+3p)}{3p^2 S_B + (1+S_B)(1+S_D)} \quad (2.26)$$

Aus dieser Gleichung kann man auch ableiten, in welchem Maße die angestrebte freie Temperaturdehnung ϵ_0 in Betonzwangdehnung am Wandfuß umgesetzt wird:

$$- \frac{\epsilon_{Wu}}{\epsilon_0} = n + m \quad (2.27)$$

Abb. 2.12 zeigt die Auswertung von Gl. 2.27 abhängig von S_D und S_B . Der Höhenbeiwert p wurde hierbei zu 1,25 gesetzt. Das Verhältnis $-\epsilon_{Wu}/\epsilon_0$ hängt im praktischen Bereich nur von S_D ab. In /4/ schlug man vor, die Betonranddehnungen infolge Zwang einheitlich mit

$$- \frac{\epsilon_{Wu}}{\epsilon_0} = 0,9$$

$$- \frac{\epsilon_{W0}}{\epsilon_0} = -0,1$$

anzusetzen, was gem. Abb. 2.12 offensichtlich zu pauschal ist.

Nun kann man aus Gl. 2.26 ableiten, bei welchem Verhältnis $-\epsilon_0/\epsilon_r$, abhängig von der Behinderung, das Anreißen beginnt. Dabei gilt: $\epsilon_{WU} = \epsilon_r$. Abb. 2.13 zeigt, daß praktisch nur der Grad der Dehnbehinderung den bestimmenden Einfluß ausübt. Der Einfluß von S_B ist minimal. Bei einem Höhenbeiwert $p = 1,25$ setzt das Anreißen ein, wenn $-\epsilon_0 \approx 1,2$ bis $1,75 \cdot \epsilon_r$ beträgt.

Die Formulierung einer Durchrißbedingung ist schwierig, weil ein bruchmechanisches Problem vorliegt. Es muß deshalb ein plausibler Näherungsweg gesucht werden. Ausgangspunkt ist der Dehnungszustand im inneren, von L/H unabhängigen Bereich einer Wand bei beliebigen Steifigkeitsverhältnissen. Die Dehnung $\epsilon_{WU} = -\epsilon_0(n+m)$ des unteren Wandrandes wurde bereits in Abbildung 2.12 dargestellt. Die Dehnung an der Wandkrone ergibt sich entsprechend zu

$$\epsilon_{W0} = -\epsilon_0 (n - m) \quad (2.28)$$

Sie ist in Abb. 2.14 aufgetragen. Für praxisnahe Steifigkeitsverhältnisse erhält man stets negative Werte:

$$-\frac{\epsilon_{W0}}{\epsilon_0} = -0,25 \text{ bis } -0,46$$

Man erkennt, daß positive Dehnungen der Wandkrone, die dem Fall b von Schleeh nahekommen, unter praktischen Verhältnissen im Zustand I nicht auftreten. Das Vorhandensein einer Nulllinie im Querschnitt ist also kein Kriterium, nach dem Durchrisse ausgeschlossen werden können. Vielmehr tritt beim Anreißen eine Spannungumlagerung ein, wodurch der ungerissene Restquerschnitt der Höhe $H-H_r$ oberhalb des Anrisses mit Zugspannungen belegt wird (s. Abb. 2.15). Form und Größe des entstehenden Zugspannungskeils hängen nicht allein vom einwirkenden Zwangantrieb sondern vor allem von den Steifigkeitsverhältnissen und der Rißhöhe H_r ab. Durchrisse entstehen sowohl im Augenblick des Anreißens als auch aus zuvor stabilen Anrissen.

Die Kräfte und Momente am Anriß sind ebenfalls in Abb. 2.15 dargestellt. Die Spannung σ_r an der Rißspitze nimmt mit zunehmender Rißhöhe H_r zunächst ab, und die Form der Spannungsverteilung ändert sich. Der Druckspannungskeil geht mehr und mehr verloren. Stellt sich an der Rißspitze gerade der Wert $\sigma_r = \beta_Z$ ein bzw. wird er unterschritten, so kommt der Riß zum Stillstand; es bleibt beim Anriß.

Wie im folgenden gezeigt werden wird, existiert jedoch ein Minimum für $\sigma_r(H_r)$, nach dessen Durchlaufen zwangsläufig ein Durchriß folgt. Für eine Prognose der Durchrißwahrscheinlichkeit muß also der minimale Wert von σ_r der Betonzugfestigkeit gegenübergestellt werden.

Nach Abb. 2.15 gilt in der Schwerachse des Fundamentquerschnitts:

$$M_F + M_r - N_r (H + H_F + H_r) \cdot \frac{1}{2} = 0 \quad (2.29)$$

mit

$$M_F = (\epsilon_{Fu} - \epsilon_{Fo}) \cdot E_F A_F \cdot \frac{H_F}{12}, \quad (2.30)$$

$$M_r = (\epsilon_r - \epsilon_{w0}) \cdot \frac{1}{(H-H_r)} \cdot E_W A_W \left(1 - \frac{H_r}{H}\right) \cdot \frac{(H-H_r)^2}{12}$$

bzw.

$$M_r = (\epsilon_r - \epsilon_{w0}) \cdot E_W A_W \cdot \frac{(H-H_r)^2}{12 H} \quad (2.31)$$

und

$$N_r = -\epsilon_0 \cdot n_r \cdot E_W A_W \left(1 - \frac{H_r}{H}\right) \quad (2.32)$$

Weiterhin wird vorausgesetzt, daß die Krümmungen von Fundament und Restquerschnitt der Wand so lange übereinstimmen, bis der Querschnitt durchreißt:

$$(\epsilon_{Fu} - \epsilon_{Fo}) \cdot \frac{1}{H_F} = (\epsilon_r - \epsilon_{w0}) \cdot \frac{1}{H-H_r} \quad (2.33)$$

Mit den Gln. 2.29 bis 2.33 erhält man eine Bestimmungsgleichung für n_r :

$$n_r = - \frac{1}{\epsilon_0} \cdot \frac{(\epsilon_{Fu} - \epsilon_{Fo}) \left[\frac{H_F}{(H-H_r)S_D} + \frac{(H-H_r)^2}{H \cdot H_F} \right]}{6 \cdot \left(1 + \frac{H_r}{H} + \frac{H_F}{H} \right)} \quad (2.34)$$

Diese Beziehung gilt nur für Rechteckquerschnitte.

Man erhält die für das Durchreißen maßgebende Dehnung an der Rißspitze über

$$\epsilon_r = \left[-\epsilon_0 \cdot n_r + \frac{(\epsilon_{Fu} - \epsilon_{Fo})}{H_F} (H-H_r) \cdot \frac{1}{2} \right] \quad (2.35)$$

zu

$$\epsilon_r = (\epsilon_{Fu} - \epsilon_{Fo}) \left(\frac{\left[\frac{H_F}{(H-H_r)S_D} + \frac{(H-H_r)^2}{H \cdot H_F} \right]}{6 \left(1 + \frac{H_r}{H} + \frac{H_F}{H} \right)} + \frac{(H-H_r)}{2 H_F} \right) \quad (2.36)$$

Da die Krümmungen von Wand und Fundament gleich sind und sich auch mit H_r nicht ändern, kann man in Gl. 2.36 setzen:

$$(\epsilon_{Fu} - \epsilon_{Fo}) = (\epsilon_{Wu} - \epsilon_{Wo}) \cdot \frac{H_F}{H} \quad (2.37)$$

Mit Gl. 2.36 läßt sich nun für beliebige Rißhöhen die Dehnung an der Rißspitze errechnen. Abb. 2.16 enthält für verschiedene Steifigkeitsverhältnisse die Auswertung von Gl. 2.36. Die dargestellten Kurven weisen alle ein Minimum für den Quotienten $-\epsilon_r/\epsilon_0$ auf, das umso tiefer liegt, je größer S_B und damit die Biegesteifigkeit der Wand gegenüber jener des Fundaments ausfällt.

Man kann aus Abb. 2.16 ablesen, bis zu welchem Teil der Wandhöhe sich bei vorgegebenem ϵ_0 und $\epsilon_r = \beta_z/E_w$ ein Anriß öffnen wird. Darüber hinaus läßt sich feststellen, ob der instabile Zustand jenseits des Minimums erreicht wird und ob sich somit Durchrisse bilden können.

Zur Verdeutlichung wurde in Abb. 2.17 der Kehrwert nur der Extremwerte $\max(-\epsilon_0/\epsilon_r)$ gegenüber S_D aufgetragen. Er ist dem vorgegebenen Wert $(-\epsilon_0/\epsilon_r)$ gegenüberzustellen. Liegt dieser oberhalb der Kurven von Abb. 2.17, so ist mit Durchrissen zu rechnen.

Auch Abb. 2.17 gilt streng nur für Rechteck-Vollquerschnitte. Für diese sind die Werte S_D und S_B über den Höhenbeiwert p gekoppelt:

$$S_B = \frac{S_D}{(p-1)^2} \quad (2.38)$$

Bei logarithmischer Darstellung können also der Abszisse für S_D Skalen für S_B bei vorgegebenen p -Werten zugeordnet werden. Die Kurven enden an der für sie gültigen S_B -Skala. Sie decken alle praktischen Steifigkeitsverhältnisse ab.

Die vorstehenden Betrachtungen beziehen sich auf die innenliegenden Bereiche einer Wand. Für Einleitungszonen der Länge L_K an den Wandenden und solche beiderseits eines Durchrisses gelten andere Gesetzmäßigkeiten. Die Entstehung von Durchrissen innerhalb von L_K ist unwahrscheinlich. Damit wird der Abstand von Durchrissen den Wert L_K kaum unterschreiten.

2.4 Durchrißbreiten

Erste Durchrisse werden stets in Wandbereichen zwischen Einleitungszonen auftreten, in denen die Zweischichtentheorie gilt. Wie durch die Abb. 2.12 und 2.14 belegt wird, ist der unter praxisnahen Steifigkeitsverhältnissen sich einstellende Dehnungsverlauf dem des Falles a von Schleeh (Fundament biegeschlaff) eng benachbart. In diesem Fall wird ein geradliniger und gleichbleibender Dehnungszustand bereits in einer Entfernung von $L_K \approx H$ vom Scheibenrand wieder aufgebaut sein. Die Dehnsteifigkeitszahl S_D schlägt sich in der Aufteilung der freien Temperaturdehnung ϵ_0 in Wand und Fundament nieder. Es

gilt

$$-\epsilon_0 = \epsilon_{Wu} - \epsilon_{Fo} \quad (2.39)$$

Auf die Dehnungsgradienten über H hat S_D nur einen geringfügigen Einfluß.

Für die weiteren Betrachtungen wird vorausgesetzt, daß sich die Ufer eines zunächst unbewehrten Durchrisses wie die Endquerschnitte der langen Scheibe verformen. Abb. 2.18 zeigt in seinem oberen Teil die quadratischen Einleitungszonen beiderseits eines Risses, in denen nichtlineare Dehnungsverteilungen vorliegen. Um nun die Rißöffnung in Höhe y der Wand zu bestimmen, müssen die Verformungen $\epsilon_{Wy} \cdot \Delta x$ über die Wandlänge zu einer Rißufernverschiebung aufsummiert werden. Bezugspunkt ist die Verschiebung der Wandunterkante, die ja keine Rißbreite erzeugt, weil der Verbund zwischen Wand und Fundament auf den Einleitungszonen erhalten bleibt. Beobachtungen der Praxis bestätigen dies.

Weiterhin ist zu beachten, daß die Krümmung von Wand und Fundament einen rückdrehenden Einfluß ausübt, der bei der Ermittlung der Rißufernverschiebung zu berücksichtigen ist. Abb. 2.18 zeigt in seinem unteren Teil schematisch die Verformungen am Durchriß. Die Rißufernverschiebung und damit die halbe Breite eines unbewehrten Risses ergeben sich in allgemeiner Form zu

$$\Delta s(y) = \frac{w_0}{2}(y) = \int_0^H (\epsilon_{Wu}(x) - \epsilon_{Wy}(x) - \kappa_F(x) \cdot y) dx \quad (2.40)$$

mit

$$\kappa_F(x) = \frac{\epsilon_{Fu}(x) - \epsilon_{Fo}(x)}{H_F} \quad (2.41)$$

Angewandt auf Bereiche, in denen die Zweischichtentheorie gilt, ergibt der Ausdruck 2.40 stets Null, da die (scheinbare) Rißufernverschiebung durch den Krümmungsanteil kompensiert wird. Innerhalb der Einleitungszonen ist dies nicht der Fall.

Es ist somit ausreichend, in Gl. 2.40 über die Länge der Einleitungszone zu integrieren.

Zur Bestimmung des ebenen Verschiebungsanteils können die Ergebnisse der Scheibenrechnung von Schleeh, Fall a herangezogen werden, die in Abb. 2.19 für ein quadratisches Scheibenende dargestellt wurden. Die Kurve im rechten Teil von Abb. 2.19 gibt die Mittelwerte der bezogenen Dehnung in der Einleitungszone an. Damit erhält man den ebenen Verschiebungsanteil zu

$$\Delta s_{\parallel}(y) = \left(\epsilon_{Wum}^a \cdot \frac{\epsilon_{Wu}}{\epsilon_{Wu}^a} - \epsilon_{Wym}^a \cdot \frac{\epsilon_{Wy}}{\epsilon_{Wy}^a} \right) \cdot H \quad (2.42)$$

Hiervon ist der Krümmungsanteil zu subtrahieren, der anhand der Scheibenrechnungen von Schleeh allerdings nicht beurteilt werden kann. Der Wert κ_F fällt innerhalb der Einleitungszone auf Null ab; der Verlauf von κ_F kann, wie in Abb. 2.18 dargestellt, angenommen werden. Für die mittlere Krümmung erhält man einen Formbeiwert $\alpha = 0,4 \div 0,5$ i.M. $\alpha \approx 0,45$. Damit läßt sich Gl. 2.40 in vereinfachter Form anschreiben:

$$\Delta s(y) = \frac{w_0}{2}(y) \approx \left[\left(\epsilon_{Wum}^a \cdot \frac{\epsilon_{Wu}}{\epsilon_{Wu}^a} - \epsilon_{Wym}^a \cdot \frac{\epsilon_{Wy}}{\epsilon_{Wy}^a} \right) - \left(\frac{\epsilon_{Wu} - \epsilon_{W0}}{H} \right) \cdot 0,45 \cdot y \right] \cdot H \quad (2.43)$$

Gl. 2.43 gibt die halbe Breite eines unbewehrten Risses an. Kommt Bewehrung hinzu, fällt die Rißbreite geringer aus. Im folgenden wird vereinfachend angenommen, daß sich die Verschiebung $\Delta s(y)$ in voller Größe auf ein gekoppeltes System aus Beton- und Stahlstab gemäß Abb. 2.20 verteilt. Diese Art der Betrachtung diskreter horizontaler Schichten vernachlässigt das Zusammenwirken von Wand und Fundament sowie die Scheibenwirkung in der Wand. Mit dem in /16/ beschriebenen Ansatz für den Dehnungsverlauf auf der Einleitungslänge (s. Abb. 2.4) gilt:

$$\Delta s(y) = \epsilon_{s0} \cdot H + (\epsilon_{sr} - \epsilon_{s0}) \cdot \frac{1}{3} \cdot l_E \quad (2.44)$$

mit

$$\epsilon_{s0} = \epsilon_W \text{ bzw. } \sigma_{s0} = n \cdot \sigma_W$$

und

$$F_{sr} = F_W (1 - n\mu). \quad (2.45)$$

Die Bestimmungsgleichung für die Stahlspannung im Riß lautet damit

$$\sigma_{sr}(y) = \frac{\Delta s(y) \cdot E_s}{\left[H \frac{n\mu}{1-n\mu} + \frac{l_E}{3} \left(1 - \frac{n\mu}{1-n\mu} \right) \right]} \quad (2.46)$$

Die Durchrißbreite der bewehrten Wand erhält man aus der Stahlspannung im Riß mit Gl. 2.12:

$$w(y) = \frac{2}{3} \cdot \frac{\sigma_{sr}}{E_s} \cdot l_E$$

Hierbei kann l_E nach Gl. 2.9 dem mittleren Endrißabstand gleichgesetzt werden /16/.

3. VERSUCHE AN EINSEITIG GEZWÄNGTEN WANDSCHEIBEN

3.1 Versuchskörper, Form und Baustoffe

3.1.1 ZTV-K und Modellvorstellung

Der Praxisfall, dem die im folgenden beschriebenen Versuche gewidmet sind, ist die lange Wand, die auf ein zuvor erstelltes, weitgehend erhärtetes Beton-Basisbauteil aufbetoniert wurde. In der Praxis will sich die Wand infolge Absinkens der Betontemperatur bei Abfließen der Hydratationswärme und Schwinden bereits im jungen Alter verkürzen. Hieran wird sie durch das verschiebungsfest angeschlossene Fundament gehindert und reißt ein. Auch eine spätere plötzliche Abkühlung führt zu dieser Folge.

Um dieses Verhalten im Labor nachzubilden, wurden zwei Versuchswände - SAAF 1 und SAAF 2, siehe Abb. 3.1 - hergestellt. Die Versuchswände wurden auf ein Spannbeton-Basisbauteil mit quadratischem Querschnitt (Kantenlänge 40 cm) aufbetoniert. Abb. 3.2 zeigt den Versuchsaufbau im Querschnitt. Um die Zwangwirkung in Form von Schub in der Fuge zwischen Wand und Basisbauteil in für den Versuchszweck ausreichender Größe zu erzeugen und damit Zwangspannungen in die Wand einzuleiten, wurde das Basisbauteil vor der Herstellung der Wand vorgespannt. Nachdem die Wand aufbetoniert worden war, wurde die Vorspannkraft in kleinen Schritten abgelassen. Dieser Vorgang führt zum "Aufatmen" des Basisbauteils und zur Zugbeanspruchung der Wand.

Bei der gewählten Vorgehensweise ist die Wandscheibe stets frei zugänglich und damit eine unbehinderte Rißbeobachtung möglich. Weiterhin konnte eine praxisgerechte Arbeitsfuge - Beton auf Beton mit Anschlußbewehrung - realisiert werden. Die Länge der Wandscheiben betrug 6 m (SAAF 1) bzw. 8 m (SAAF 2). Aus dem Modellmaßstab, dessen Wahl im folgenden Abschnitt erklärt wird, übersetzt, wurden 15 m bzw. 20 m lange fugenlose Wände untersucht.

Versuche dieser Art sind sehr aufwendig. Deshalb wurden die Wände in drei unterschiedlich bewehrte Abschnitte unterteilt, in deren Mitte je ein Sollriß durch Schwächung des Betonquerschnitts vorgegeben war.

3.1.2 Modellmaßstab

Die Oberflächenbewehrungen der Versuchskörper wurden nach Art und Menge anhand der Empfehlungen der ZTV-K 80 /3/, Abschn. 6.3.4.2.2 für die Bewehrung in schwindbehinderten Bauteilen festgelegt, um die Zweckmäßigkeit einer nach ZTV-K 80 erforderlichen "Schwindbewehrung" zu überprüfen. Es sei darauf hingewiesen, daß der Begriff "Schwindbewehrung" nach ZTV-K historisch gewachsen, aber dennoch sachlich falsch ist. Es ist ja nicht das Schwinden, das die frühen Risse in Stützmauern, Kammerwänden oder Flügeln erzeugt, sondern der Abfluß der Abbindewärme.

In den ZTV-K 80 werden drei übereinander gelegene Wandhöhen h_1 bis h_3 definiert, für die bestimmte Stabdurchmesser/Stababstand-Kombinationen genannt werden. Ausgehend von einer gem. ZTV-K 80 bewehrten 60 cm dicken Wand wurde die Bewehrung für die Versuchswände so gewählt, daß das Verhältnis d_s/μ_{ef} in der Bezugswand nach ZTV-K 80 und in der Modellwand übereinstimmte. Bekanntermaßen ist dieses Verhältnis der die Rißbreite maßgeblich bestimmende Wert. Bei Übereinstimmung des Verhältnisses d_s/μ_{ef} in Modell- und Versuchswand können bei gleicher Beanspruchung Rißbreiten in gleicher Größenordnung erwartet werden.

Der bei dicken Bauteilen maßgebende effektive Bewehrungsgrad μ_{ef} wird mit der Breite der wirksamen Betonzugfläche b_{ef} ermittelt. In Anlehnung an /15/ und /18/ gilt

$$2 b_{ef} = 2 (c + 8 d_s) \quad (2.4)$$

Unter Beachtung von Gl. (2.4) wurde die in Tabelle 3.1 dargestellte Umrechnung vom Original- in den Modellmaßstab - Verklei-

nerung im Verhältnis 1:2,5 - vorgenommen. Die in der rechten Spalte dieser Tabelle aufgelisteten Stabdurchmesser/Stababstand-Kombinationen sind bei beiden Versuchen angewandt worden. Nur die Reihenfolge der verschiedenen bewehrten Bereiche in Wandlängsrichtung ist unterschiedlich gewählt worden.

3.1.3 Abmessungen und Querschnittswerte

Abb. 3.2 zeigt einen Schnitt durch das Basisbauteil und die aufbetonierte Wand. Das Basisbauteil enthält einen längs durchlaufenden Kanal, in dem das Spannglied positioniert ist. Entsprechend der Form des Spannkanales kann mit Exzentrizitäten bis zu 10 cm nach oben und unten vorgespannt werden. Es ist nicht beabsichtigt, den glatten Spannkanal zu verpressen.

In Abb. 3.1 sind beide Versuchswände in der Längsansicht dargestellt. Die Verankerungskonstruktionen des zentrisch eingebauten Spannglieds wurden mit dargestellt. Durch Trennbleche im Abstand von 2 m im Inneren der Wand wurde in jedem Bewehrungsbereich ein Sollriß vorgezeichnet.

Um eine überschlägliche Verformungsberechnung des Versuchsaufbaues im Zustand I durchführen und damit die Erfolgsaussichten der gewählten Vorgehensweise in etwa abschätzen zu können, wurden die Querschnittswerte beider Versuchskörperkomponenten unter Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung und von Querschnittsschwächungen errechnet. Sie sind in Abb. 3.2 angegeben.

Die Ergebnisse der mit diesen Werten für die durch Trennbleche geschwächte Wand durchgeführten Vorformungsberechnung im Zustand I sind Abb. 3.3 zu entnehmen. Die Abbildung zeigt den errechneten Verlauf der Randdehnungen von Basisbauteil und Wand bei nachlassender Vorspannkraft.

Bei vollständiger Entspannung erhält man am Fuß der Wand eine Dehnung von rd. 0,4‰. Damit stand fest, daß sich zumindest die

Sollrisse mit Sicherheit öffnen würden. Infolge des Dehnsteifigkeitsverlustes in der Wand bei fortschreitender Rißbildung, der in der Rechnung nicht erfaßt wurde, konnten Zwangdehnungen über 0,4‰ erwartet werden.

3.1.4 Versuchsprogramm

Für die Wand SAAF 1 wurde ein B25 gewählt, und der Aufbau der Zwangkräfte begann bereits drei Tage nach der Betonage.

Die Ergebnisse dieses Versuchs haben gezeigt, daß die dem System aufgrund der Vorspannkraft innewohnende Energie zur Bildung zahlreicher Risse ausreicht. Es wurde jedoch auch deutlich, daß die Wandendbereiche für eine vollständige Krafteinleitung zu kurz ausgeführt waren. Die Beanspruchung des in Wandmitte gelegenen Bewehrungsbereiches war offensichtlich höher als jene der Endbereiche.

Daher wurde bei dem Versuch SAAF 2 die aufbetonierte Wand 2 m länger ausgeführt (s. Abb. 3.1). Da hierfür das vorhandene Basisbauteil verwendet werden sollte, war eine Wandlänge von mehr als 8 m nicht möglich. Weiterhin wurde bei SAAF 2 ein B35 gewählt, und die Zwangbeanspruchung wurde erst aufgebracht, als der Beton ein Alter von 7 Tagen erreicht hatte. Um vergleichbare Ergebnisse zu erzielen, wurden die gleichen Bewehrungsanordnungen wie bei SAAF 1 gewählt, die stärkste Bewehrung aus Stäben $d_s = 6,5 \text{ mm}$ jedoch in Wandmitte angeordnet.

Neben der Art der Bewehrung konnten somit die Betongüte, der Zeitpunkt des Zwangaufbaues sowie die Lage der Bewehrung in Wandlängsrichtung variiert werden.

Darüber hinaus wurden im Versuch SAAF 2 die Messungen über eine Standzeit von drei Monaten nach Entlastung fortgesetzt, um Langzeitverformungen bzw. Kriechvorgänge zu erfassen.

Die Kenngrößen der Versuchswände sind in Tabelle 3.2 zusammengestellt.

3.1.5 Beton

3.1.5.1 Zusammensetzung und Eigenschaften des Frischbetons

Für das Basisbauteil wurde ein Beton B45, für die Versuchswand SAAF 1 ein B25 und für SAAF 2 ein B35 angestrebt. Die verschiedenen Betonrezepturen sind im einzelnen in Tabelle 3.3 angegeben. Auch die Frischbetoneigenschaften sind in dieser Tabelle aufgeführt. Die Kornzusammensetzungen der für die Versuchswände verwendeten Zuschläge können den Abb. 3.4 und 3.5 entnommen werden. In allen Fällen wurde weicher, schwach fließender Beton hergestellt, der nur wenig Verdichtungsarbeit erforderte.

3.1.5.2 Eigenschaften des Festbetons

Die Eigenschaften der Festbetone der Versuchskörper und des Basisbauteils wurden durch Begleitkörper in Form von Würfeln mit 15 cm Kantenlänge, Prismen 15 x 15 x 70 cm und Zylinder $d = 15 \text{ cm}$ $h = 30 \text{ cm}$ festgestellt. Es wurden die Druck-, Biegezug- sowie die zentrische Zugfestigkeit bei unterschiedlichem Betonalter bestimmt. An einigen Prüfkörpern wurden die Druck- und Zug-Elastizitätsmoduli gemessen.

Abb. 3.6 zeigt die Entwicklung der mittleren Würfeldruckfestigkeit des B45 des Basisbauteils. Der E-Modul dieses Betons wurde an Zylindern $d = 8 \text{ cm}$ im Alter von 3, 6 und 9 Tagen ermittelt. Abb. 3.7 zeigt den zeitlichen Verlauf des E-Moduls.

Die Entwicklung der mittleren Druckfestigkeit der für die Wandscheiben verwendeten Betone ist in Abb. 3.8 dargestellt. Jeder Punkt der Geradenzüge ist das Mittel von drei Proben. Die Streuung der Ergebnisse war gering, der zeitliche Festigkeitszuwachs sehr gleichmäßig.

Betrachtet man nun den bei Zwangbeanspruchung ausschlaggebenden Verlauf der Zugfestigkeit, so stellt sich ein etwas anderes Bild dar. Abb. 3.9 zeigt den Verlauf der Biegezugfestigkeit, Abb. 3.10 jenen der zentrischen Zugfestigkeit. Zwar geht aus beiden Darstellungen die höhere Qualität des im Versuch SAAF 2 verwendeten Betons hervor; jedoch ist der zeitliche Verlauf unregelmäßig.

Die Elastizitätsmoduln bei Druck- und Zugbelastung wurden ausnahmslos an Zylindern $d = 15 \text{ cm}$, $h = 30$ (bzw. 35) cm bestimmt. In Anlehnung an DIN 1048, Teil 1, wurden bei den druckbelasteten Proben zunächst zehn Lastwechsel zwischen 10 kN und $1/3$ der Bruchlast gefahren, ehe der E-Modul bei der 11. Belastung als Tangente der Belastungskurve ermittelt wurde. In Abb. 3.11 sind die jeweils letzten Belastungskurven bis zum Erreichen der Bruchlast dargestellt. Drei Kurvenscharen heben sich deutlich voneinander ab. Den flachsten Verlauf haben die für den Versuch SAAF 1 im Alter von 28 Tagen ermittelten Kurven. Der gemittelte Druck-E-Modul beträgt 19.600 N/mm^2 . Die für den Versuch SAAF 2 im Alter von 7 Tagen gültige Kurvenschar verläuft mit einem Mittelwert $E = 23.700 \text{ N/mm}^2$ bedeutend steiler. Der Mittelwert des 28 Tage alten SAAF 2-Betons beträgt $E = 26.200 \text{ N/mm}^2$.

Bei den zugbelasteten Probekörpern ließ sich eine DIN-gerechte Prüfung nicht durchführen. So mußte auf die 10 Lastwechsel verzichtet werden, da wegen der geringen Spannungen und Dehnungen eine Oberlast nicht festgelegt werden konnte. In Vorversuchen hatten sich stets vorzeitig Brüche eingestellt. Daher wurden hier die E-Moduln aus Tangenten an den ersten Belastungsast ermittelt. Abb. 3.12 zeigt die Kurvenverläufe für den Versuch SAAF 2 im Alter von 7 und 28 Tagen. Ein signifikanter Alterseinfluß ist nicht feststellbar. Die errechneten Mittelwerte sind in Abb. 3.12 angegeben. Sie liegen in der Größenordnung des Druck-E-Moduls im Alter von 28 Tagen. Die im Versuch SAAF 1 ermittelten Zug-E-Moduln liegen deutlich niedriger als bei SAAF 2. Es ergab sich für

3 Tage alten Beton $E = 18.500 \text{ N/mm}^2$, für 7 Tage alten Beton $E = 17.700 \text{ N/mm}^2$ und für 28 Tage alten Beton $E = 23.000 \text{ N/mm}^2$. Versuchstechnisch bedingt, fiel der 3-Tage-Wert höher aus als der 7-Tage-Wert. Dieses Verhalten wurde auch bei der Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit beobachtet. Abweichend von den Regeln der DIN 1048 müssen Proben zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit und des Zug-E-Moduls spätestens drei Tage vor der Prüfung aus dem Wasserbad entnommen werden, damit die Stirnflächen trocknen. Andernfalls ist ein Ankleben der Stahlzugplatten nicht möglich. Proben, die schon nach 3 Tagen geprüft werden, können daher nicht unter Wasser gelagert werden. Der Hydratationsprozeß schreitet entsprechend schneller voran als bei anfänglich wassergelagerten Proben.

Die Ergebnisse zeigen, daß die Elastizitätsmoduln für Zug- und Druckbelastung mit hinreichender Genauigkeit gleichgesetzt werden können. Die Bestimmung des Zug-E-Moduls erfordert wegen der geringen erzielbaren Verformungen ein sehr hohes Maß an Genauigkeit und ist damit technisch aufwendig. Die Ergebnisse werden andererseits durch die erforderliche Trocknung gerade junger Proben verfälscht, weswegen der Rückgriff auf die Druck-E-Moduln als der geeignetere Weg angesehen wird.

3.1.6 Bewehrung

Die Versuchswände wurden beidseitig mit einer Oberflächenbewehrung aus Mattenstahl BSt 500/550 RU bewehrt. Sie bestand aus Einzelstäben $d_s = 4 \text{ mm}$, 5 mm und $6,5 \text{ mm}$. Aus ihnen wurde ein quadratisches Netz geknüpft, dessen innenliegende Vertikalstäbe als Anschlußbewehrung in das Basisbauteil einbanden.

Die Kennwerte der für die Oberflächenbewehrung verwendeten Stäbe sind in Tab. 3.4 zusammengestellt. Die Stäbe waren walzfrisch und gerichtet. Die Betondeckung auf die Längsstäbe betrug 2 cm .

Die Abb. 3.13 und 3.14 zeigen die Bewehrungspläne beider Versuchswände. Zur Lagesicherung der Bewehrung wurden lediglich Abstandhalter eingebaut. Auf Bügel oder S-Haken etc. wurde verzichtet. Stöße verschiedener Horizontalbewehrungen wurden bei SAAF 1 50 cm, bei SAAF 2 32,5 cm lang ausgeführt. Das Basisbauteil wurde mit BSt 420/500 RU bewehrt. Art und Anordnung dieser Bewehrung können den Abb. 3.2 und 3.16 entnommen werden.

Die Vorspannung des Basisbauteils erfolgt mit einem Einzelspannglied SUSPA VI. Dieses Spannglied besteht aus 54 glatten runden Drähten St 1470/1670, $d_s = 7$ mm, die mit Stauchköpfchen in einem kompakten Kopf verankert sind. Das Spannglied mit zul. $V = 1909$ kN wurde gewählt, weil Drahtbündel und Ankerkopf mit einem Durchmesser von rd. 100 mm in einem engen Hüllrohr untergebracht werden können. Dieses Verfahren bietet die Gewähr einer gleichmäßigen Beanspruchung aller Drähte auch bei der Spanngliedlänge von nur 8,50 m. An zwei Spanndrahtproben wurden die Kennwerte und die Spannungs-Dehnungs-Linien ermittelt. Sie sind in Abb. 3.15 dargestellt.

3.2 Herstellung von Basisbauteil und Versuchswänden

3.2.1 Herstellung des Basisbauteils

Nach eingehenden Überlegungen wurde das in Abb. 3.16 dargestellte vorgespannte Basisbauteil in B45 entwickelt, mit dem in praxisnaher Weise über eine betonierrauhe Anschlußfuge und -bewehrung die Zwängung der Wand erzeugt werden konnte.

Die Abmessungen und die Vorspannung wurden so gewählt, daß auf den unteren Rand der Wandscheibe unter Berücksichtigung der Verhältnisse der Dehn- und Biegesteifigkeiten der Bauteile eine Gesamtdehnung $\epsilon_z \geq +0,5\%$ aufgezwungen werden konnte. Damit war die Rißbildung in den Versuchswänden gesichert. Der Gleitkanal wurde als Langloch ausgebildet, um ggf. eine ausmittige Spanngliedlage zu ermöglichen.

Abb. 3.2 zeigt den Querschnitt des rd. 8,5 m langen Basisbauteils und Abb. 3.16 die Bewehrung. Die Lage und Abmessungen der Komponenten der Spanngliedverankerungen sind in Abb. 3.17 dargestellt (Festanker E links, Spannanker C rechts). Wegen der großen Hüllrohröffnung wurden je Seite zwei Ankerringe $d = 325$ mm angeordnet, auf die rechts die Spannpresse abgesetzt wurde. Nachdem die Wand SAAF 1 nach Versuchsdurchführung vom Basisbauteil abgestemmt worden war, wurden die vertikalen Anschlußstäbe für SAAF 2 an die verbliebenen rd. 5 cm langen Enden der Anschlußbewehrung angeschweißt.

Da die Wand SAAF 2 je Seite um einen Meter länger ausgeführt wurde als SAAF 1, mußten auf diesen Strecken rd. 10 cm tiefe Bohrungen in das Basisbauteil eingebracht werden, in die die fehlenden vertikalen Anschlußstäbe eingemörtelt wurden.

Abb. 3.18 zeigt den Bewehrungskorb des Basisbauteils mit eingebautem Blechkanal, Spannglied und Anschlußbewehrung.

3.2.2 Herstellung der Wandscheiben

Etwa acht Wochen nach Herstellung des Basisbauteils wurde die erste Wandscheibe aufbetoniert. Die Kontaktfläche zur Basis wies eine praxisgerechte Rauigkeit auf.

Die Zuleitungskabel zu den auf die Oberflächenbewehrung geklebten Dehnmeßstreifen wurden nach oben durch die Wandoberseite abgeführt, um Einflüsse auf den Rißbildungsprozeß auf den Seitenflächen zu vermeiden.

Zur Auslösung der Sollrisse wurden an drei Stellen wandhohe, 10 cm breite Trennbleche eingebaut, wodurch der Wandquerschnitt um 42 % geschwächt wurde. Die Oberflächenbewehrung berührte die Trennbleche nicht. Abb. 3.19 zeigt Details der Bewehrung von SAAF 1.

Der Beton der Wand SAAF 1 mit einer Konsistenz K3 wurde nur kurz mit einem Tauchrüttler verdichtet.

Der Versuchskörper SAAF 2 wurde auf die gleiche Kontaktfläche des Basisbauteils aufbetoniert, von der die Wand SAAF 1 zuvor abgestemmt worden war. Durch diesen Arbeitsgang wurde eine ausreichende Rauigkeit der Kontaktfläche sichergestellt. In den Endbereichen der verlängerten Wand SAAF 2 wurde die Oberfläche des Basisbauteils zusätzlich mit einem Abbruchhammer aufgeraut.

Der Versuchskörper SAAF 1 wurde am Tag nach der Herstellung, SAAF 2 dagegen erst vier Tage nach der Herstellung ausgeschalt. Eine Nachbehandlung wurde nicht vorgenommen. Die Umgebungstemperatur (Hallenklima) betrug i.M. 20°C bei einer mittleren Feuchtigkeit von rd. 65 %.

3.3 Versuchsdurchführung

3.3.1 Versuchsablauf

Das Basisbauteil wurde im Alter von sechs Wochen in 200 kN-Schritten für den Versuch SAAF 1 vorgespannt. Die Spanngliedachse besaß zunächst eine Exzentrizität von 1,5 cm nach oben. Weil sich aber dabei ein sehr ungleichmäßiger Verlauf der Beton-Randdehnungen einstellte, wurde das Basisbauteil nach Erreichen einer Spannkraft von rd. 1700 kN wieder entlastet. Dann wurde das Spannglied in die zentrische Position umgesetzt und erneut schrittweise vorgespannt. Unmittelbar vor dem Aufbetonieren der Wand SAAF 1 wurde nochmals bis auf eine Kraft von rd. $2200\text{ kN} \cong 0,63 \cdot \beta_{\text{ZN}} \cdot A_s$ nachgespannt.

Drei Tage nach Herstellung der Wand SAAF 1 begann der Versuch mit dem Ablassen der Spannkraft in 100 kN-Schritten. Abb. 3.20 zeigt den schematisierten Versuchsablauf. Zum Ablassen der Spannkraft um einen Schritt mußte zunächst um einen gewissen Betrag angespannt werden, bis sich der Konterring ($d = 205\text{ mm}$, s. Abb. 3.17)

lösen ließ, um dann auf dem nächstniedrigen Niveau wieder auf dem Ankerring abgesetzt zu werden. Nach jedem Festsetzen des Spannglieds wurde eine Messung (gem. Abschn. 3.2.4) durchgeführt.

Nachdem im ersten Versuch die Spannkraft vollständig abgelassen worden war, wurde das Spannglied mit der größtmöglichen Exzentrizität von 10 cm nach unten - Lastangriff außerhalb des Querschnittskerns - eingebaut und erneut vorgespannt. Hierdurch sollte eine weitere Dehnung der Wand erzielt werden. Dies wurde jedoch durch die bis dahin unbekannte Steifigkeit der vielfach gerissenen Wand verhindert, weshalb im folgenden auf eine exzentrische Vorspannung verzichtet wurde.

Auch der Versuchsablauf von SAAF 2 entspricht dem in Abb. 3.20 gezeigten. Es wurden jedoch nach dem vollständigen Ablassen der Spannkraft während einer 90-tägigen Standzeit noch weitere Messungen vorgenommen.

3.3.2 Messungen

3.3.2.1 Messungen am Basisbauteil

Für das Vorspannen wurde eine baustellenübliche Spannpresse verwendet, an die ein Dynamometer mit geringer Genauigkeit montiert war. Die Dynamometeranzeige war zum Anfahren der Laststufen ausreichend. Die genaue Spannkraft wurde mit elektrischen Dehnmeßstreifen (DMS) bestimmt, die auf vier über den Umfang des Bündels verteilte Spanndrähte auf halber Spanngliedlänge geklebt worden waren. Aus den Dehnungen wurde die Spannkraft über die Stahlfläche und den E-Modul (s. Abb. 3.15) errechnet.

Zur Messung der Druckdehnungen des Basisbauteils wurden ebenfalls DMS an verschiedenen Stellen auf die Längsbewehrung $d_s = 20$ mm geklebt. Da das Basisbauteil ausschließlich gedrückt wurde, konnte die Übereinstimmung der Stahl- und Betondehnungen angenom-

men werden. Abb. 3.21 zeigt die Lage der DMS im Basisbauteil. Je zwei DMS wurden nebeneinander auf den beiden innenliegenden Stäben angebracht.

Darüber hinaus wurde zur Messung der Verformungen des Basisbauteils oben und unten je eine Kette aus Setzdehnungsmeßplättchen (SDM) mit 200 mm Basis angebracht. Lage und Numerierung dieser Meßstellen sind den Abb. 3.22 und 3.23 zu entnehmen. Bis auf zwei in der Mittelachse angebrachte SDM, die bei SAAF 2 weggelassen wurden, sind sie bei beiden Versuchen identisch. Im Gegensatz zu den DMS ermöglichen solche SDM-Ketten eine Darstellung des Dehnungsverlaufes über die Bauteillänge. In Abschn. 4 wird die Meßkette 101 - 129 mit AO (Altbetonbauteil, Oberseite) die Meßkette 130 - 158 mit AU bezeichnet.

Darüber hinaus wurden am oberen Rand des Basisbauteils beidseitig induktive Wegaufnehmer angeordnet, die über Meßstangen die Dehnung einer 4 m langen Basis erfaßten.

3.3.2.2 Messungen der Wanddehnungen

Wie schon am Basisbauteil, war auch an den Wandscheiben oben und unten je eine über die Wandlänge durchlaufende SDM-Kette, bestehend aus 200 mm langen Einzelmeßstrecken, angebracht worden. Die untere Kette NU (Neubetonbauteil, Unterseite) mußte aus technischen Gründen 5 cm oberhalb der Arbeitsfuge positioniert werden, während die Kette NO direkt auf der Oberseite der Wand angebracht wurde. Die Einzelmeßstrecken dieser Kette sowie der Kette AO wurden mit dem elektrischen Setzungsmeßgerät vertikal angetastet; bei den Ketten AU und NU war die Tastrichtung seitlich, also horizontal. Alle SDM-Stellen eines Versuchs wurden nacheinander mit dem halbautomatischen Meßgerät angetastet; die Ergebnisse wurden über einen Meßverstärker direkt in einen Rechner eingespeist.

Summiert man die gemessenen Differenzen der einzelnen Ketten auf, so erhält man unter Einbezug etwaiger Rißbreiten die mittlere Längenänderung bzw. Dehnung der entsprechenden Querschnittsfasern. Andererseits lassen sich Rißbreiten auch direkt aus den Längenänderungen der Einzelmeßstrecken ablesen, wenn man die Betondehnung vernachlässigt.

3.3.2.3 Rißbreitenmessungen

Die Breiten der drei Risse an den Sollrißstellen wurden mit von Anbeginn des Versuchs fest installierten SDM gemessen. Die Meßbasis dieser SDM betrug 200 mm, sie überspannte den Sollriß symmetrisch. Kontrollmessungen mit zwei nachträglich angebrachten SDM mit nur 30 mm Meßbasis haben bestätigt, daß der Anteil der Betondehnung an der Rißbreite zu vernachlässigen ist.

Die SDM-Stellen wurden nach den Erfahrungen des ersten Versuchs bei SAAF 2 noch enger angeordnet (s. Abb. 3.22 und 3.23). Es lassen sich damit nicht nur der Zeitpunkt der Rißbildung und die Rißbreite, sondern auch der Rißbreitenverlauf über die Wandhöhe erfassen.

Die SDM wurden wegen ihrer zeitaufwendigen Messung nur auf einer Seite von Wand und Basisbauteil angeordnet. Da sich nur Trennrisse bildeten, erwies sich dies als hinreichend.

Zur unmittelbaren Kontrolle während des Versuchs waren in einer Höhe von 10 cm über der Arbeitsfuge über jedem Sollriß beidseitig Wegaufnehmer angeordnet, die dauernden Aufschluß über Rißbreitenveränderungen gaben.

Risse, die sich außerhalb der Sollrißquerschnitte bildeten, wurden auf der den SDM gegenüberliegenden Seite der Versuchskörper farbig angezeichnet und das Rißbild in ein Protokoll übertragen. Die Rißbreitenmessung erfolgte mit Hilfe einer Videokamera auf

verschiedenen Meßlinien, deren Lage - unterschiedlich bei beiden Versuchen - Abb. 3.24 zu entnehmen ist. Der Riß wurde in 33-facher Vergrößerung auf einem Bildschirm abgebildet. Dort wurde die Rißbreite mit Hilfe von Schablonen ausgemessen. Um in jeder Laststufe die gleiche Rißstelle wiederzufinden, waren zuvor kleine Ringe mit 4 mm Innendurchmesser auf diese Rißstelle geklebt worden. Nur diese Meßwerte wurden in das Protokoll übertragen. Alle anderen wurden über eine Vielstellenmeßanlage abgefragt und aufgezeichnet.

3.3.2.4 Messung von Stahlspannungen

Mit Hilfe von auf einzelne Bewehrungsstäbe geklebten DMS wurde, wie bereits in Abschn. 3.2.4.1 für das Basisbauteil beschrieben, Stahldehnungen gemessen. Die Lage der DMS kann Abb. 3.21 entnommen werden. Die eingeklammerten Kennzahlen bezeichnen DMS auf der dem Betrachter abgewandten Wandseite. Der Meßstellenplan von Abb. 3.21 gilt für SAAF 2. Er kann jedoch auf den Versuchskörper SAAF 1 übertragen werden, wenn man die Kennzahlen ortsfest läßt und nur die Bewehrungsbereiche $d_s = 5 \text{ mm}$ und $d_s = 6,5 \text{ mm}$ vertauscht. Die Meßstellen 39 und 40 fehlen bei SAAF 1. Je Bewehrungsabschnitt wurden neben den DMS im Sollriß auch vier DMS außerhalb von Sollrissen und Bewehrungsstößen angeordnet. Hiermit konnte zu Anfang die Stahldehnung bei ungestörtem Verbund gemessen werden. Die Abfrage sämtlicher DMS und Wegaufnehmer erfolgte automatisch innerhalb einer Sekunde. Sie wurde in jeder Laststufe vorgenommen, während die zeitaufwendigen Setzdehnungsmessungen i.a. nur in jeder zweiten Laststufe (200 KN-Schritte) ausgeführt wurden.

3.3.3 Dauer der Versuche

Bei beiden Versuchen wurden die Zwangkräfte innerhalb von drei Tagen vom Basisbauteil in die aufbetonierte Wand eingeleitet (s. Abb. 3.20). In dieser Zeit wurde die Vorspannkraft in 100 KN-Schritten vollständig abgelassen und sämtliche Messungen vorge-

nommen. Nur bei SAAF 2 wurden darüber hinaus weitere Messungen während einer 90-tägigen Standzeit des Systems ausgeführt. Die zeitlichen Abstände der Messungen wurden zum Ende der Standzeit hin vergrößert. Nach 90 Tagen waren die Umlagerungen weitgehend abgeklungen, und der Versuch SAAF 2 wurde beendet.

4. VERSUCHSERGEBNISSE

4.1 Vorgehen

Die wichtigsten Versuchsergebnisse wurden während des Ablassens der Vorspannkraft gewonnen. Deshalb werden zunächst die Meßergebnisse in Abhängigkeit von der Spannkraft dargestellt.

Dann werden die Meßwerte in Abhängigkeit von der über Fußschub eingeleiteten Zwangdehnung ϵ_z dargestellt. Diese maßgebende Zwangdehnung wurde aus SDM-Meßketten (Meßlinie NU, siehe Abb. 3.22 und 3.23) 5 cm oberhalb der Arbeitsfuge ermittelt. Schließlich folgen Darstellungen, in denen die Meßwerte über die bezogene Wandhöhe y/H aufgetragen werden. Für den Vergleich beider Versuche werden i.a. diejenigen Laststufen herangezogen, die der maßgebenden Zwangdehnung $\epsilon_z = 0,5$ entsprechen. Dieser Wert ist der höchste, der an Wandunterkante im Versuch SAAF 1 erreicht wurde (Spannkraft vollständig abgelassen).

4.2 Kräfte und Dehnungen im Basisbauteil

Die Vorspannung für den Versuch SAAF 1 wurde zunächst mit einer geringen Exzentrizität von 1,5 cm oberhalb der Mittelachse eingetragen. Die beim Aufbringen und Ablassen der Spannkraft im Basisbauteil beobachteten Dehnungen sind den Abb. 4.1 und 4.2 zu entnehmen. Die mittlere Dehnung wurde aus der Meßkette auf der Oberseite (AO) und aus jener, die 5 cm über der Unterseite (AU) des Basisbauteils angeordnet war, gebildet.

Während in Abb. 4.1 die negativen Dehnungen beim Aufbringen und Ablassen der Spannkraft dargestellt sind, zeigt Abb. 4.2 nur den für die Dehnungen in der aufbetonierten Wand maßgebenden zweiten Teil des Verformungsganges mit positivem Vorzeichen.

Wegen der zunächst exzentrischen Spannkrafteinleitung werden Fasern mit unterschiedlicher Höhenlage auch unterschiedlich gedehnt. Beim Ablassen der Spannkraft kommt durch die aufbeto-

nierte Wand ein weiterer Einfluß hinzu, der Biegung im Basisbauteil erzeugt.

Nach dem vollständigen Ablassen der Spannkraft, wodurch an der Unterseite der Wand über Fußschub eine Zwangdehnung von rd. 0,5‰ eingeleitet werden konnte, wurde das Spannglied mit der maximal möglichen Ausmitte von 10 cm nach unten angesetzt. Durch diese Vorspannung außerhalb des Querschnittkerns sollte die Dehnung an der Oberseite des Basisbauteils noch weiter gesteigert werden. Es hat sich jedoch gezeigt, daß diesem Vorhaben trotz zahlreicher Risse, die sich inzwischen gebildet hatten, eine noch zu große Dehnsteifigkeit der aufbetonierten Wand entgegenstand. Deshalb wirkte sich, wie aus Abb. 4.1 und 4.2 zu entnehmen, diese "Gegenvorspannung" als Stauchung in der Wand aus.

Abb. 4.3 zeigt die Dehnungen der Einzelmeßstrecken beim Versuch SAAF 1 infolge des Ablassens der gesamten Vorspannkraft. Die Nullmessung erfolgte zum Zeitpunkt der Wandherstellung. Die Dehnungen stellen also die Rückfederdehnungen des Basisbauteils dar. Es betragen:

die mittlere Mittendehnung

$$\epsilon_{m,m} = +0,52\text{‰}$$

die mittlere Krümmung

$$\kappa_m = +(\epsilon_{Fu} - \epsilon_{Fo})/d_F \quad 2,0 \cdot 10^{-4} \text{ m}^{-1}$$

bzw. die Randdehnungen sind:

$$\epsilon_{Fu} = 0,56\text{‰}$$

$$\epsilon_{Fo} = 0,48\text{‰}$$

Die in der Legende angegebene Dehnung $\epsilon_m = 0,5\text{‰}$ bezieht sich in dieser und allen folgenden Darstellungen stets auf die Unterseite der aufbetonierten Wand (s. Abschn. 4.3).

Während des ersten Versuchs stand das Basisbauteil rd. 14 Tage unter Vorspannung, ehe die Spannkraft innerhalb von drei Tagen in kleinen Schritten abgelassen wurde. Die Vorspannung erzeugte dabei eine gleichförmige Spannung von rd. -18 N/mm^2 . Diese hohe Druckspannung war mit deutlichen Kriechverformungen im Basisbauteil verbunden. Nach dem Entlasten wurden im Basisbauteil zahlreiche senkrecht zur Bauteilachse verlaufende Trenn- und Biegerisse beobachtet. Die Ursache dieser Rißbildung ist mit dem Betonkriechen verknüpft, das eine Umlagerung der Kraft auf den Stahl und eine Druckentlastung des Betons bewirkt. Bei totaler Entspannung des Basisbauteils setzt sich die irreversible Kriechdehnung in eine Reststahldruckspannung um, infolge der der Beton reißt.

Abb. 4.4 zeigt das Rißbild des Basisbauteils nach Abschluß des Versuchs SAAF 1. Die mittlere Rißbreite im Bereich der aufbetonierten Wand wurde 2 Tage nach dem vollständigen Ablassen der Vorspannung zu $w_m = 0,06 \text{ mm}$ gemessen. Außerhalb des Bereiches der Wand betrug die mittlere Rißbreite $w_m = 0,1 \text{ mm}$. Beim erneuten Vorspannen des Basisbauteils für den Versuch SAAF 2 schlossen sich die Risse wieder.

Die Verformungen des Basisbauteils im Versuch SAAF 2 sind in den Abb. 4.5 und 4.6 gegenüber der Spannkraft dargestellt. Es wurden nur die beim Ablassen der Spannkraft gemessenen positiven Dehnungen aufgetragen. Die Dehnungen an der Ober- und Unterseite weisen, da bei diesem Versuch zentrisch vorgespannt wurde, keine signifikanten Unterschiede auf. Gegenüber dem Versuch SAAF 1 wird mit rd. 1,2‰ ein größerer Gesamtbeitrag an Dehnung frei. Mit abnehmender Spannkraft werden die Verläufe beider Kurven flacher. Diese Tendenz ist auch bei den entsprechenden Diagrammen des Versuchs SAAF 1 zu erkennen, hier jedoch viel schwächer ausgeprägt. Ein Grund für diese Abflachung ist der Dehnsteifigkeitsverlust der aufbetonierten Wand aufgrund fortgeschrittener Rißbildung. Der

zweite Grund ist die zuvor angesprochene Rißbildung im Basisbauteil selbst. Das wird deutlich, wenn man in Abb. 4.7 die für den gesamten Be- und Entlastungsvorgang gemittelten Meßwerte von zwei Dehnmeßstreifen betrachtet, die auf Längsstäbe \varnothing 20 mm im Basisbauteil geklebt waren. Auch der Belastungsast (Basisbauteil wird vorgespannt) steigt zunächst flach an. Ein Zeichen dafür, daß sich die Risse allmählich schließen. Bei Entlastung geht die Dehnung elastisch etwa auf den Anfangswert zurück. Bei anderen Dehnmeßstreifen im Basisbauteil wurde eine geringfügige Restdehnung von max. 0,2‰ festgestellt. Am Ende der Linien von Abb. 4.5 und 4.6 von Versuch SAAF 2 erkennt man die Dehnungszunahme während der anschließenden Standzeit. Näheres hierzu folgt in Abschn. 4.6.

In allen Zeichnungen, in denen auf der Ordinate die Spannkraft aufgetragen ist, läßt sich am Ende der Linien eine geringe Restspannkraft ablesen, die, vorspanntechnisch bedingt, in dem dann im Langloch durchhängenden Spannglied verbleibt. Das Spannglied ist in diesem Zustand jedoch vom Basisbauteil entkoppelt. Auf den Beton wirkt also keine äußere Druckbelastung mehr ein.

Die Einzeldehnungen, aus denen die in den Abb. 4.5 und 4.6 dargestellten Kurven gemittelt wurden, sind für die Meßstrecken AU und AO an der Ober- und Unterseite in Abb. 4.8 dargestellt. Es wird der Zustand bei vollständig abgelassener Spannkraft gezeigt, bei dem in der aufbetonierten Wand eine wirksame Zwangdehnung von rd. 0,9‰ gemessen wurde. Anhand zweier unterschiedlicher Ordinaten lassen sich in Abb. 4.8 sowohl die Dehnung als auch die absolute Längenänderung der 200 m langen Meßstrecken ablesen. Wegen der nicht vernachlässigbaren Betondehnungen aus elastischer Rückfederung ist ein Rückschluß auf Rißbreiten hier nicht möglich.

Die beträchtlichen Schwankungen der einzelnen Meßwerte lassen erkennen, daß die bereits während des Versuchs SAAF 1 entstandenen Risse in diesem Zustand wieder aufgegangen sind. Hohe Einzelmeßwerte weisen i.a. auf eine Meßstrecke mit durchquerenden Rissen hin. Sie wurden auf beiden Meßstrecken beobachtet. Alle registrierten Risse waren Trennrisse.

4.3 Zwangdehnungen in der Wandscheibe

Die Dehnung des Basisbauteils infolge Entspannung überträgt sich über Fußschub in die aufbetonierte Wand. Dabei ist die resultierende Zwangzugdehnung in der Wand unmittelbar über der Arbeitsfuge stets am größten. Je nach Dehn- und Biegesteifigkeitsverhältnissen, die sich im Laufe des Versuchs infolge fortschreitender Ribbildung ändern, nimmt die Dehnung zur Wandkrone hin mehr oder weniger ab.

Die für alle weiteren Betrachtungen als maßgebend angesetzte Zwangdehnung wurde aus der Setzdehnungsmeßkette NU gemittelt, die 5 cm über der Arbeitsfuge verläuft. Abb. 4.9 zeigt die Entwicklung der Zwangdehnung in Abhängigkeit von der Spannkraft für den Versuch SAAF 1, Abb. 4.10 den entsprechenden Verlauf für SAAF 2. Der Vergleich der Darstellungen zeigt die größere Ausbeute an maßgebender Zwangdehnung im Versuch SAAF 2.

Während sich im Versuch SAAF 1 beim vollständigen Ablassen der Vorspannung eine Zwangdehnung von 0,5‰ einstellte (Laststufe 66, s. Abb. 4.9), konnte dieser Zustand im Versuch SAAF 2 bereits durch Ablassen von rd. 80 % der Vorspannkraft (in Laststufe 18, s. Abb. 4.10) erreicht werden. Für vergleichende Betrachtungen werden im folgenden diese Laststufen herangezogen.

Im Versuch SAAF 2 bewirkten das jenseits von Laststufe 18 folgende Ablassen der Restvorspannkraft sowie eine Standzeit von rd. 4 Tagen eine Verdoppelung der Zwangdehnung.

Die Dehnungen der einzelnen Meßstellen der Meßstrecke NU wurden für beide Versuche und je drei ausgewählte Laststufen in den Abb. 4.11 und 4.12 dargestellt. Die Schwankungen der Einzelmeßwerte sind, wie dies auch schon an entsprechenden Darstellungen für das Basisbauteil beobachtet wurde, auf die Rißbildung innerhalb der Meßstrecken zurückzuführen. Insbesondere die Meßstrecken über den Sollrissen zeigen bereits in niedrigen Laststufen hohe Längenänderungen. Bei Vernachlässigung der Betondehnungen läßt sich die Rißbreite am rechten Ordinatenmaßstab ablesen.

Zur Wandkrone hin nimmt die resultierende Dehnung ab. Abb. 4.13 zeigt die gemittelte Dehnung der Meßstrecke NO auf der Oberseite des Versuchskörpers SAAF 2 in Abhängigkeit von der Spannkraft. Bei vollständiger Entlastung wurde eine gemittelte Dehnung von rd. 0,3‰ erreicht, in Laststufe 18 betrug sie nur 0,15‰, während über der Arbeitsfuge 0,5‰ gemessen wurden. Dies, obwohl die Breiten der bis zur Wandkrone reichenden Durchrisse hier maßgeblich einfließen. Betrachtet man die in Abb. 4.14 dargestellten Dehnungen der Einzelmeßstrecken auf NO, so wird deutlich, daß nennenswerte Dehnungen nur als Folge von Rissen auftreten. Die übrigen nicht eingerissenen Meßstrecken zeigen in den unteren Laststufen keine signifikanten Werte an. In höheren Laststufen, also oberhalb der praxisnahen Zwangdehnungen sind negative Dehnungen zu beobachten (siehe Abb. 4.15). Die Laststufen 22 und 33 liegen 3 Monate auseinander. Aus Abb. 4.15 ist zu entnehmen, daß in dieser Zeit beträchtliche Kraft- und Dehnungsumlagerungen stattgefunden haben. Die Rißbreiten haben zugenommen, ein Riß hat sich neu gebildet, und die Dehnungen der ungerissenen Meßstrecken haben negative Werte angenommen, i.M. $\epsilon = -0,3\text{‰}$.

4.4 Rißbildung

Das Entstehen und die Fortpflanzung von Rissen wurde auf beiden Wandseiten verfolgt und aufgezeichnet. Da durchweg Trenn-

risse entstehen, reicht es hier aus, nur das Rißbild jeweils einer Wandseite wiederzugeben.

Abb. 4.16 zeigt das Rißbild des Versuchskörpers SAAF 1 im Endzustand (Laststufe 66 $\hat{=}$ $\epsilon_m = 0,5\%$). Das in Abb. 4.17 dargestellte Rißbild des Versuchskörpers SAAF 2 in Laststufe 18 ($\hat{=}$ $\epsilon_m = 0,5\%$) kann mit Abb. 4.16 unmittelbar verglichen werden.

Das Endrißbild des Versuchskörpers SAAF 2, bei einer Zwangdehnung von rd. 1,1‰, weist demgegenüber noch zahlreiche zusätzliche Risse, vor allem Anrisse, auf. Es ist in Abb. 4.18 dargestellt.

4.4.1 Reißmechanismus

Erwartungsgemäß öffneten sich in beiden Versuchen zunächst die Sollrisse. Sie liefen im Normalfall gleich bis zur Wandkrone durch. Demgegenüber bildeten sich Risse außerhalb der Sollrißquerschnitte ausnahmslos zunächst als Anrisse aus. Nur wenige von diesen Anrissen pflanzten sich in späteren Laststufen als Durchrisse bis zur Wandkrone fort.

Die Durchrisse sind viel breiter als die Anrisse. Deshalb kommt der Frage, unter welchen Voraussetzungen Durchrisse entstehen, besondere Bedeutung zu.

In den Abb. 4.19 und 4.20 sind die bezogenen mittleren Rißabstände s_{rm}/H über dem Abstand y/H aufgetragen. Wesentliche Unterschiede zwischen den beiden Wandseiten eines Versuchskörpers traten nicht auf. Die Rißabstände wurden über die gesamte Versuchskörperlänge gemittelt.

Nicht alle Sollrisse gingen bei Erstrißbildung sofort bis zur Wandkrone auf. Dies zeigen die für eine Dehnung von rd. 0,15‰ geltenden Linien in den Abb. 4.19 und 4.20, die für den oberen

Wandbereich außerhalb des durch die Ordinate vorgegebenen Wertebereiches liegen. Ab einer mittleren Dehnung von rd. 0,30‰ waren die Sollrisse bis oben geöffnet.

Mit zunehmender Zwangdehnung bilden sich weitere Anrisse. Einige von ihnen wandeln sich zu Durchrissen: bei Dehnungen von 0,5 bis 0,7‰ ist der Durchrißabstand etwa gleich der Wandhöhe. Knapp über der Arbeitsfuge ist der Rißabstand bei 0,5‰ ungefähr $H/2$ und über das erste Viertel der Wandhöhe wenig veränderlich. Für den praxisrelevanten Dehnbereich bis 0,5‰ ergeben sich zwischen SAAF 1 und SAAF 2 keine nennenswerten Unterschiede.

Der Einfluß unterschiedlicher Bewehrungen wurde bislang nicht erfaßt. Hinweise hierauf geben die Abb. 4.21 bis 4.23, für die jeweils 2 m lange einheitlich bewehrte Teilbereiche der Wand SAAF 2 getrennt betrachtet wurden. Obwohl bei geringer Zwangdehnung noch schwach ausgeprägt, zeigt sich doch die Wirkung eines höheren Bewehrungsgrades. Vor allem im unteren Wandviertel werden die Rißabstände geringer. Dabei ist zu bedenken, daß der Rißabstand jeweils nur aus wenigen Werten gemittelt wurde und entsprechend unsicher ist. Im Versuch SAAF 1 lagen die Verhältnisse noch ungünstiger (weniger Risse auf einer kürzeren Wand), weswegen in diesem Fall auf eine abschnittsweise Ermittlung des mittleren Rißabstandes verzichtet wurde. Für statistisch gesicherte Aussagen sind erheblich längere Wandabschnitte nötig.

Die zeitliche Abfolge der Rißbildung ist den Tab. 4.1 und 4.2 zu entnehmen. In ihnen sind für bestimmte Laststufen und Meßlinien (s. Abb. 3.24) die Anzahl der Durch- und Anrisse aufgelistet. Im Versuch SAAF 1 wurde die Rißentwicklung auf den Meßlinien u und o in allen Laststufen verfolgt. Auf den übrigen, mit 1 bis 5 bezifferten Meßlinien wurden die Risse nur bei der Abschlußmessung (Laststufe 66, $\epsilon_m = 0,5\%$) erfaßt. Im

Versuch SAAF 2 wurde die Rißentwicklung stets auf vier Meßlinien (s. Abb. 3.24) gemessen.

4.4.2 Rißbreiten an den Sollrißstellen

Für die Versuchsauswertung sind die Sollrisse wichtig, deren Breite in verschiedenen Höhen mit Setzdehnungsmessern gemessen wurde. Durch mehrere Meßstellen an einem Riß konnte die Rißform abhängig von der Wandhöhe bestimmt werden. Diese wiederum erlaubt Rückschlüsse auf die Verteilung der Spannungen in der gerissenen Wand u.a.m.

In den Abb. 4.24 bis 4.26 sind die Breiten der Sollrisse des Versuchs SAAF 1 in den unterschiedlichen Höhenlinien und Bewehrungsbereichen abhängig von der Spannkraft dargestellt. Als Bezugsgröße für Rißbreiten ist jedoch die mittlere Dehnung auf den Meßstrecken ϵ_m (s. Abschn. 4.3) besser geeignet als die Spannkraft, die ja nur ein Hilfsmittel im Rahmen der hier berichteten Versuche darstellt. In den Abb. 4.27 bis 4.32 sind daher die Meßwerte der rißüberbrückenden Meßstellen beider Versuche gegenüber ϵ_m (NU) aufgetragen worden. Die Darstellungen enthalten Angaben über die Höhenlage der Rißmeßstellen.

Bei den für SAAF 2 geltenden Abb. 4.30 bis 4.32 sind wiederum die bei einer mittleren Dehnung von 0,5‰ gemessenen Rißbreiten maßgebend. Sie können mit den jeweils letzten Werten von SAAF 1 (Abb. 4.27 bis 4.29) verglichen werden. Dabei sind die geänderten Achsenmaßstäbe zu beachten. Die Rißöffnung ist an den zwischen zwei Meßpunkten stark ansteigenden Polygonzügen abzulesen. Erfolgt dieser Anstieg nicht für alle Meßpunkte gleichzeitig, so handelt es sich zunächst um Anrisse, deren Breite erst bei vollständigem Durchreißen schlagartig anwächst. Aus den Abb. 4.27 und 4.29 läßt sich das späte Durchreißen der beiden äußeren Sollrißstellen im Versuch SAAF 1 ablesen. Der Sollriß \emptyset 6,5 mm reißt erst nach vollständigem Ablassen der

Spannkraft durch. Der mittlere Sollriß \emptyset 5 mm dagegen geht früh auf und weist seinen Größtwert an der Wandkrone auf. Aus der Form des Rißbreitenverlaufs über die Wandhöhe kann man schließen, daß sich die beiden äußeren Sollrisse (1 m Abstand $\approx 1,25 H$ vom Wandende) noch im Krafteinleitungsbereich infolge Scheibenwirkung befinden: Der Abstand war also noch zu gering; dies führte ja auch zur Verlängerung der Wandscheibe um je 1 m an beiden Enden bei SAAF 2. Damit ist der Rißbreitenverlauf am mittleren Sollriß von der Krafteinleitung sicherlich unbeeinflußt.

Eine anschauliche Darstellung des Rißbreitenverlaufs über die Wandhöhe ist durch die Abb. 4.33 bis 4.35 gegeben. Unter Beachtung des angegebenen Maßstabs ist die Öffnung der Sollrisse aus der Entfernung zwischen zwei zur Rißachse symmetrischen Geradenzügen abzugreifen. Die ausgewerteten Meßstellen entsprechen den in den Abb. 4.27 bis 4.32 aufgelisteten.

Der Verlauf der aufgetragenen Linien von der Arbeitsfuge bis zur ersten Meßstelle 5 cm darüber wurde vereinfacht an die Steigung des Geradenabschnitts oberhalb dieses ersten Meßpunktes angepaßt. Die Rißmessung unmittelbar über der Fuge war technisch nicht möglich.

In Abb. 4.33 erkennt man das erwähnte späte Durchreißen der beiden außen liegenden Sollrisse bei SAAF 1 und den damit verbundenen Rißbreitensprung. Nur im mittleren Sollriß liegt das Rißbreitenmaximum an der Wandkrone. Der Einfluß des Stabdurchmessers auf die Rißbreite wird beim Vergleich der mit $d_s = 4$ mm und $d_s = 6,5$ mm bewehrten Sollrisse deutlich. Der höhere Bewehrungsgrad verkleinert die Breite der Druchrisse. Demgegenüber ist im Anrißstadium kein signifikanter Einfluß feststellbar. Die Breite der beiden außen liegenden Sollrisse ist in den Laststufen 49 und 52 ungefähr gleich.

Die Abb. 4.34 und 4.35 zeigen die Rißbreitenverläufe für den Versuch SAAF 2, wobei das erste Bild die Verhältnisse bei Zwangdehnungen bis 0,5‰, das zweite Bild jene für darüberliegende Werte wiedergibt. Es fällt auf, daß bei diesem Versuch bei praxisnahen Zwangdehnungen weder die Absolutbeträge der Rißbreiten noch deren Verläufe über die Wandhöhe signifikante Unterschiede aufweisen. Erst bei Zwangdehnungen um 1,0‰ öffnet sich der mit $d_s = 4$ mm bewehrte Sollriß deutlich stärker als die beiden übrigen, bleibt jedoch an der Wandkrone stets schmaler. Auch bei den mit $d_s = 5$ mm und $d_s = 6,5$ mm bewehrten Sollrissen liegt das Rißbreitenmaximum nicht an der Wandkrone, sondern auf etwa 1/4 bis 1/2 der Wandhöhe.

Vergleicht man beide Versuche miteinander, so fällt zunächst die Rißform des mit $d_s = 5$ mm bewehrten mittleren Sollrisses im Versuch SAAF 1 auf. Nur dieser Riß wird nach oben hin breiter, während die ihm benachbarten Sollrisse vergleichsweise schmal bleiben. Dieser Unterschied zwischen Riß in Mitten- und Randlage ist im Versuch SAAF 2 nicht ausgeprägt. Als Grund hierfür kann eine gegenüber SAAF 1 gleichmäßigere Spannungsverteilung in der um 2 m verlängerten Wandscheibe angenommen werden. Weiterhin fällt auf, daß im Versuch SAAF 1 die Risse zur Arbeitsfuge hin deutlich schmaler werden, eine Tendenz, die im Versuch SAAF 2 weit weniger ausgeprägt ist. Eine mögliche Erklärung hierfür wäre die Auflockerung der Nachbarbereiche infolge verstärkter Mikrorißbildung bei dem mit geringerwertigem Beton hergestellten und der Beanspruchung eher ausgesetzten Versuchskörper SAAF 1. Bei beiden Versuchen lag die erste Meßstelle 5 cm über der Arbeitsfuge. Damit ist eine gute Vergleichbarkeit der Versuche gegeben.

4.4.3 Mittlere Rißbreiten

Alle vorstehenden Betrachtungen beziehen sich ausschließlich auf Sollrisse, die für das gesamte Rißgeschehen in einer Wandscheibe nicht repräsentativ sind. Im folgenden werden deshalb Durch- und Anrisse zwischen den Sollrissen mit in die Betrachtungen einbezogen.

Die Abb. 4.36 und 4.37 zeigen die gegenüber der bezogenen Wandhöhe aufgetragenen mittleren Rißbreiten für beide Versuche in ausgewählten Laststufen. Alle die Meßlinien kreuzenden Risse wurden hierbei berücksichtigt. Wie aus Abb. 4.36 hervorgeht, wurden die Breiten der Risse im Versuch SAAF 1 zunächst nur auf zwei Meßlinien in der unteren Wandhälfte gemessen. Für einen Vergleich bieten sich auch hier die Meßwerte von Laststufe 66 an, die jenen der Laststufe 18 von SAAF 2 gegenüberzustellen sind. Abb. 4.38 enthält einen entsprechenden Geradenzug sowie einen Vergleich der bei 0,5% Dehnung gemessenen maximalen Rißbreiten. In der unteren Wandhälfte fällt die mittlere Rißbreite im Versuch SAAF 2 geringer aus, eine Folge der großen Anzahl von schmalen Anrissen bei diesem Versuchskörper. Hinsichtlich der maximalen Rißbreite bestehen bis auf die schon erwähnte Verjüngung der Risse zur Arbeitsfuge hin bei SAAF 1 keine gravierenden Unterschiede. Das Absinken der mittleren wie auch der maximalen Rißbreite zur Wandkrone hin bei SAAF 2 bestätigt das bei den Sollrissen beobachtete Verhalten. Jenseits praxisnaher Zwangdehnungen verändert sich insbesondere die von wenigen Durchrissen bestimmte mittlere Rißbreite zur Wandkrone hin, indem sie dort den Maximalwert annimmt (s. Abb. 4.37). Wie aus Abb. 4.15, in der die Einzeldehnungen an der Wandoberseite aufgetragen sind, hervorgeht, sind hierfür vor allem drei Risse zwischen den vorgezeichneten Rissen verantwortlich, die sich erst bei großen Dehnungen geöffnet haben und während der Standzeit sehr weit aufgegangen sind.

Für den Versuch SAAF 2 wurde weiterhin der Einfluß des Bewehrungsgrades untersucht. Dabei wurden die drei Wandabschnitte für sich ausgewertet. Die Ergebnisse sind in den Abb. 4.39 bis 4.41 dargestellt. Vergleicht man zunächst nur die Laststufen 12 und 18 mit Zwangdehnungen von 0,3% bzw. 0,5%, so ist der stärkste Rißbreitenanstieg in dem am schwächsten bewehrten Wandabschnitt (s. Abb. 4.39) zu verzeichnen. Das Maximum der mittleren Rißbreite liegt bei dem mit $d_s = 4$ mm bewehrten Ab-

schnitt auf halber Wandhöhe; in den beiden stärker bewehrten Bereichen liegt es höher. Erst bei Zwangdehnungen über 0,5‰ wandert das Maximum in dem mittleren, mit $d_s = 6,5$ mm bewehrten Abschnitt zur Wandkrone. Dies ist bei den beiden übrigen Bereichen in Randlage nicht der Fall. Die Beobachtung läßt darauf schließen, daß im Stadium fortgeschrittener Dehnung und Rißbildung die Beanspruchung des mittleren Wandscheibenteils höher als jene der Endbereiche ist. Ein ähnliches Verhalten wurde im Versuch SAAF 1 beobachtet, hier allerdings schon bei praxisnahen Zwangdehnungen.

In den Abb. 4.39 bis 4.41 ist für die letzte Laststufe 33 die Anzahl der zur Bestimmung des Mittelwertes herangezogenen Risse für jede Meßlinie angegeben. Der mit $d_s = 6,5$ mm bewehrte Mittelbereich (s. Abb. 4.40) weist stets die größte Rißanzahl auf. So wurden z.B. auf der Meßlinie C ($\approx y/H = 0,75$) 4 Risse zur Bestimmung von w_m herangezogenen, während es in den beiden äußeren Abschnitten nur 2 waren. Damit fällt w_m im letzteren Fall entsprechend höher aus. Da sich im Versuch SAAF 1 nur ein Durchriß neben den Sollrissen bildete, wurde in diesem Fall auf eine bereichsweise Mittelwertbildung verzichtet.

Die für eine mittlere wirksame Zwangdehnung von 0,5‰ ermittelte Verteilung der mittleren Rißbreiten in den unterschiedlich bewehrten Wandabschnitten wurde in Abb. 4.42 zusammengestellt. Die mittlere Rißbreite des mit $d_s = 4$ mm bewehrten Wandabschnitts wird in halber Wandhöhe durch Risse neben dem Sollriß deutlich angehoben, während sie in den stärker bewehrten Bereichen abgesenkt wird. Das Maximum der mittleren Rißbreite liegt jedoch für alle drei Bereiche in der gleichen Größenordnung, wenn auch die vertikale Position dieses Maximums unterschiedlich ausfällt.

4.4.4 Vergleich Durchrisse - Anrisse

Wie bereits erwähnt, sind Durchrisse viel breiter als Anrisse. Dies zeigen auch die Tabellen 4.1 und 4.2, die die gemittelten Breiten von Durchrissen (Kopfzeiger DR) und Anrissen (AR) bei der Versuche in verschiedenen Laststufen und auf verschiedenen Meßlinien enthalten. Weiterhin sind der 95 %-Fraktilenwert der Anrißbreiten sowie der Quotient w_m^{DR}/w_m^{AR} in den Tabellen angegeben. Die Ergebnisse sind in den Abb. 4.43 und 4.44 für je zwei Meßlinien aufgetragen.

Im oberen Teil der Darstellungen sind die verschiedenen Rißbreiten, im unteren Teil die Quotienten w_m^{DR}/w_m^{AR} und $w_{95\%}^{AR}/w_m^{AR}$ in Abhängigkeit von der Zwangdehnung aufgetragen.

Es zeigt sich, daß Anrisse im Mittel kaum breiter als 0,1 mm werden, womit sie im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit bedeutungslos sind. Das Verhältnis von Durchrißbreiten zu Anrißbreiten beträgt bei SAAF 1 i.M.2,9, bei SAAF 2 rd. 4,5. Die Dauerhaftigkeit wird also nur von den Durchrissen beeinflusst. Eine Abhängigkeit des Verhältnisses w_m^{DR}/w_m^{AR} von der Zwangdehnung ist nicht erkennbar.

Gelingt es im praktischen Falle, wandhohe Durchrisse durch die konstruktive Ausbildung der beteiligten Bauteile (i.w. biegeweiches Fundament) zu verhindern, so kann auf einen Nachweis der Rißbreitenbeschränkung für die verbleibenden Anrisse verzichtet werden.

4.5 Stahlspannungen

Um Aufschluß über die Beanspruchung der Bewehrung zu bekommen, waren an verschiedenen Stellen Dehnungsmeßstreifen auf die Bewehrungsstäbe geklebt worden. Die Lage dieser Streifen, die stets paarweise auf beiden Seiten der Wand angeordnet waren, ist dem Meßstellenplan Abb. 3.21 zu entnehmen.

Die Stahlspannung wurde aus den gemessenen Dehnungen mit $E_s = 210 \text{ kN/mm}^2$ bestimmt.

In den Abb. 4.45 bis 4.47 sind für den Versuch SAAF 1 die aus je zwei Meßstellen gemittelten Stahlspannungen gegenüber der maßgebenden mittleren Zwangdehnung aufgetragen. Es wurden stets die Werte aller in einem gleichmäßig bewehrten Wandabschnitt gelegenen Meßstellen gemeinsam in einem Bild dargestellt.

Die beiden in der Reihenfolge letzten Meßwertpaare liegen außerhalb des Sollrisses, aber noch innerhalb des betreffenden Wandabschnittes mit gleicher Bewehrung. Sprünge im Stahlspannungsverlauf, die eine Rißöffnung anzeigen, sind bei diesen Meßstellen i.a. erst in höheren Laststufen zu beobachten.

Ein Vergleich der Abb. 4.45 bis 4.47 zeigt die gegenüber den außenliegenden Bereichen hohe Beanspruchung der Bewehrung im mittleren, mit $d_s = 5 \text{ mm}$ bewehrtem Wandbereich. Schon in der ersten aufgezeichneten Laststufe ist hier ein schlagartiger Anstieg aller im Sollriß gelegenen DMS zu verzeichnen. Auch bei den beiden übrigen, mit $d_s = 4 \text{ mm}$ und $d_s = 6,5 \text{ mm}$ bewehrten Wandbereichen sind bei etwas höherer mittlerer Dehnung Sprünge im Stahlspannungsverlauf feststellbar.

Aus den Abb. 4.48 bis 4.50, die die Entwicklung der Stahlspannungen im Versuch SAAF 2 zeigen, läßt sich die Rißöffnung gut ablesen. Nach dem Durchreißen der Sollrisse erfolgt der weitere Anstieg der Geradenzüge recht gleichmäßig, ohne erkennbaren Einfluß benachbarter Risse und mit nur geringen Unterschieden über die Wandhöhe.

Bei einer mittleren Dehnung von 0,5‰ beträgt im Versuch SAAF 2 die Stahlspannung i.M. rd. 300 N/mm^2 . In den äußeren Wandabschnitten nimmt die Stahlspannung zur Wandkrone hin ab, im mittleren Abschnitt ist diese Tendenz schwächer ausgeprägt.

Auch in den Abb. 4.48 bis 4.50 bezeichnen die beiden letzten, durch einen senkrechten Strich abgetrennten Maßwertpaare Meßstellen außerhalb der Sollrisse. Erwartungsgemäß fallen die von ihnen angezeigten Stahldehnungen bei praxisnaher Zwangbeanspruchung kleiner als in den Sollrissen aus, da ihre Lage in bezug auf zusätzliche Risse rein zufällig ist. Ob sich, wie in Abb. 4.50 sichtbar, Spannungen in der gleichen Größenordnung wie in Sollrissen einstellen, hängt allein davon ab, in welchem Bereich der Störlänge eines Risses sich der betreffende Dehnmeßstreifen befindet. In dem mit $d_s = 5$ mm bewehrten Bereich lagen beide Streifen direkt in einem Nebenriß, der auch unmittelbar im Anschluß an den Sollriß aufgegangen ist. In den beiden übrigen Bereichen wurde kein Nebenriß "getroffen".

Anschauliche perspektivische Darstellungen der gemessenen Stahldehnungen enthalten die Abb. 4.51 und 4.52. Durch Multiplikation der Werte mit dem Faktor 210 erhält man die Stahlspannung in N/mm^2 . Die Bilder ermöglichen einen Vergleich der Bewehrungsbeanspruchung in den Wandabschnitten und zeigen deren Abhängigkeit von der Wandhöhe.

Bei beiden Versuchen treten in Wandmitte die höchsten Stahlspannungen auf. Vergleicht man die außen liegenden Wandabschnitte miteinander, so fällt die in dem mit $d_s = 4$ mm bewehrten Abschnitt auftretende Beanspruchung erwartungsgemäß deutlich höher als am gegenüberliegenden, stärker bewehrten Wandende aus.

Das obere Bild in Abb. 4.52 zeigt die Stahldehnungen bei praxisnaher Zwangbeanspruchung, es ist also mit Abb. 4.51 direkt vergleichbar, das untere Bild gilt für $\epsilon_m = 1,1\%$, nach 90 Tagen Standzeit. Es zeigt einen ausgeprägten Beanspruchungszuwachs in den Bereichen zwischen den Sollrissen, die mit zahlreichen Durch- und Anrissen besetzt sind. Angesichts der Größe der einwirkenden mittleren Dehnung kann man davon ausgehen, daß alle DMS in Zonen mit gestörtem Verbund liegen.

Die auf der unteren Bewehrungslage im Sollriß $d_s = 4$ mm angeordneten DMS sind in Laststufe 33 infolge übergroßer Stahldehnung bereits ausgefallen.

Bei den vorliegenden Stahldehnungsmessungen konnten nur wenige diskrete Punkte entlang der Bewehrungsstäbe herausgegriffen werden. Ob damit auch in jedem Fall die Spannungsspitzen erfaßt wurden, steht nicht zweifelsfrei fest. So zeigt sich bei Betrachtung des unteren Bildes von Abb. 4.52, daß im linken, mit $d_s = 5$ mm bewehrten Wandabschnitt außerhalb des Sollrisses weit größere Stahldehnungen gemessen wurden als im Sollriß.

Die Ergebnisse der Stahldehnungsmessungen geben auch einen wichtigen Anhaltspunkt zur Beurteilung der Spannungsverteilung in der Wandscheibe. In den Abb. 4.53 bis 4.55 wurden für verschiedene Laststufen von SAAF 2 die in den Sollrissen gemessenen Stahlspannungen in Abhängigkeit von der bezogenen Wandhöhe aufgetragen. Die Absolutbeträge, wie auch das Maximum der Spannungen, liegen im mittleren mit $d_s = 6,5$ mm bewehrten Wandbereich höher als in den Endbereichen. Der qualitative Spannungsverlauf über die Wandhöhe bleibt bei Steigerung der Zwangbeanspruchung je Sollriß gleich. In Abb. 4.56 sind die Stahlspannungsverläufe für den Grenzwert praxisnaher Zwangbeanspruchung zusammengestellt worden. Es zeigt sich deutlich, daß die Zwangbeanspruchung von den Wandenden zur Mitte hin allmählich einstrahlt. Die Wandabschnitte in Randlage befinden sich also noch innerhalb der Einleitungszonen.

Im Hinblick auf einen Vorschlag zur Rißbreitenbeschränkung erhebt sich nun die Frage, ob sich aus den Versuchsergebnissen ein Zusammenhang zwischen der Stahlspannung im Riß und der Rißbreite ablesen läßt. Hierzu wurden zunächst für beide Versuche die hinsichtlich der Lage im Bauteil sich entsprechenden Dehnmeßstreifen und Setzdehnungsmeßstellen einander zugeordnet. In den meisten Fällen wurde die maßgebende Rißbreite aus zwei

einem DMS benachbarten SDM errechnet. Die so erhaltenen Wertepaare sind in den Abb. 4.57 bis 4.62 dargestellt. Insbesondere aus den drei letzten, für SAAF 2 gültigen Darstellungen erkennt man den annähernd linearen Zusammenhang zwischen Rißbreite und Stahlspannung. Er ist auch im Versuch SAAF 1 deutlich ausgeprägt und unterliegt nur in dem mit $d_s = 4$ mm bewehrten Abschnitt (s. Abb. 4.57) größeren Schwankungen. In Abschnitt 5 folgt die Beschreibung dieser Abhängigkeit in Form einer Kurvenanpassung.

4.6 Ergebnisse der Langzeitmessungen

Nach Beendigung der geregelten Spannkraft-Entlastung in Laststufe 22 wurde der gesamte Versuchsaufbau von SAAF 2 noch rd. 90 Tage ohne neuerliche äußere Einwirkung belassen. Die installierten Meßeinrichtungen blieben an ihrem Platz. Im Abstand von rd. einer Woche wurden komplette Messungen gem. Abschnitt 3.3.2 vorgenommen. Die Ergebnisse der Langzeitmessungen sind in den Laststufen 22 bis 33 des Versuchs SAAF 2 enthalten. Entsprechende Wertepaare sind in vielen x-y-Darstellungen von SAAF 2 erkennbar, in denen auf der Abszisse die maßgebende mittlere Zwangdehnung ϵ_m aufgetragen wurde. Die Langzeitmessungen beginnen bei $\epsilon_m = 0,91\%$ = Laststufe 22. Abb. 4.10 zeigt die Zunahme der mittleren Dehnung bis etwa 1,1%. Zwischen diesen beiden Dehnungswerten liegen alle Langzeitmeßpunkte.

Die Veränderung der mittleren Dehnungen im Basisbauteil während der Standzeit ist aus Abb. 4.63 ersichtlich. Auf beiden hier dargestellten Meßstrecken ist eine leichte Dehnungszunahme zu verzeichnen, die an der Unterseite des Basisbauteils mit rd. 0,22‰ höher ausfällt als an der Oberseite (rd. 0,1‰). Der Grund hierfür ist die Dehnungsbehinderung durch die aufbetonierte Wandscheibe. Der zackenförmige Verlauf der in Abb. 4.63 dargestellten Geradenzüge ist meßtechnisch bedingt. Abb. 4.64 zeigt die Veränderung der mittleren Dehnungen in der Wandscheibe auf den Meßstrecken NU und NO. Der obere Geradenzug be-

schreibt den bereits erwähnten Anstieg der mittleren Zwangdehnung am Wandfuß von 0,9‰ auf 1,1‰. Die mittlere Dehnung an der Wandkrone dagegen fällt während der Standzeit um 0,1‰ ab. Beginnend bei Laststufe 22, hat sich während der 90-tägigen Standzeit also die Krümmung in der Wandscheibe verstärkt. Dies wird deutlich, wenn man in Abb. 4.15 die ungerissenen Setzdehnungsmeßstellen der Meßstrecke NO betrachtet. Beim Übergang von Laststufe 22 auf Laststufe 33 hat sich hier eine deutliche Druckbeanspruchung ausgebildet. Die mittlere Kompression an Meßstrecken ohne Riß beträgt rd. -0,3‰. Da gleichzeitig die Breiten der vorhandenen Durchrisse beträchtlich angewachsen sind - ein Durchriß ist in Meßstelle 202 sogar neu entstanden - fällt der aus allen Meßstellen gemittelte Wert wesentlich geringer aus und ist positiv.

In Abb. 4.65 ist der Verformungsgang des Gesamtsystems anschaulich dargestellt. Die Verformungen der einzelnen Fasern können anhand des angegebenen Maßstabs ermittelt werden.

Kräfteumlagerungen, die während der Standzeit im Versuchskörper SAAF 2 stattgefunden haben, zielen darauf ab, Spannungen im Beton abzubauen. Im Hinblick darauf sind bestehende Risse breiter geworden und neue - vor allem Anrisse - traten hinzu. Die Verbreiterung der Sollrisse ist den Abb. 4.30 bis 4.32 (jenseits $\epsilon_m = 0,9\text{‰}$) sowie 4.35 zu entnehmen. Die Rißbreite nimmt auf der gesamten Wandhöhe recht gleichmäßig zu.

Auch bei Einbezug der übrigen Risse ist, wie Abb. 4.37 zeigt, ein deutlicher Zuwachs der mittleren Rißbreite zwischen den Laststufen 22 und 33 feststellbar. Wegen der neu entstandenen Anrisse ist dieser Zuwachs in der unteren Wandhälfte nur wenig ausgeprägt. Die schmalen Anrisse wirken sich hier dämpfend auf den Mittelwert der Rißbreite aus. Diese Beobachtung gilt auch, wenn man die drei unterschiedlich bewehrten Bereiche der Wand einzeln betrachtet (s. Abb. 4.39 bis 4.41).

Die Verbreiterung bestehender und die Bildung neuer Risse schlägt sich erwartungsgemäß in einem Anstieg der Stahlspannungen nieder. Wie Abb. 4.52 zeigt, ist dieser Anstieg besonders außerhalb der Sollrisse ausgeprägt. Innerhalb der Sollrisse, wo die Bewehrung bereits in Laststufe 22 stark beansprucht war, ist der Zuwachs vergleichsweise gering (vgl. Abb. 4.48 bis 4.50).

Im vorliegenden Fall ist durch den Langzeiteffekt die wirksame Zwangdehnung von 0,9‰ auf 1,1‰ angewachsen. Auch in praktischen Fällen werden sich Langzeiteffekte einstellen, dann allerdings auf einem wesentlich niedrigeren Dehnungsniveau. Mit Endwerten der Zwangdehnung über 0,5‰ muß jedoch auch dann nicht gerechnet werden, weil der Zwangantrieb (Temperaturunterschied, Schwinden etc.) hierfür nicht ausreicht. Bei weitgehendem Abbau der Zwangkräfte kommt die Verformung zum Stillstand, bevor 0,5 ‰ Dehnung erreicht werden.

Bei den vorliegenden Versuchen war durch die Vorspannung des Basisbauteils das Verformungspotential entsprechend höher angelegt worden.

5. ANWENDUNG DER RECHENANSÄTZE

5.1 Zusammenhang zwischen Rißbreite und Stahlspannung im Riß

Die in den vorstehend berichteten Versuchen gemessenen Rißbreiten sind in den Abb. 4.57 bis 4.62 in Abhängigkeit von der an gleicher Stelle gemessenen Stahlspannung aufgetragen. Die Polygonzüge zeigen in den meisten Fällen eine annähernd lineare Abhängigkeit beider Meßgrößen im Zustand II. Zur Beschreibung dieser Abhängigkeit wurden für alle aufgezeichneten Meßstellen Geradenanpassungen der Form

$$w(y) = a(y) \cdot \sigma_{sr}(y) \quad (5.1)$$

vorgenommen. Damit sollte geklärt werden, ob das Bindeglied zwischen Rißbreite und Stahlspannung, ausgedrückt durch den Faktor $a(y)$, von der Wandhöhe abhängt. Der Faktor $a(y)$ ist gem. Gl. 2.12 dem Ausdruck $2/3 s_{rme}/E_s$ gegenüberzustellen, der ja nach Art und Menge der Bewehrung Werte zwischen $0,6 \cdot 10^{-3}$ und $1,4 \cdot 10^{-3}$ [mm³/N] annimmt. Er ist von der Wandhöhe unabhängig.

Die Ergebnisse der Geradenanpassungen sind in Abb. 5.1 dargestellt. Im Versuch SAAF 1 ist eine deutliche Zunahme des Faktors a mit der Höhenkoordinate y festzustellen. Bei dem Versuch SAAF 2 ist diese Zunahme weit weniger ausgeprägt und nur in der oberen Wandhälfte vorhanden. Für eine abschließende Beurteilung der Höhenabhängigkeit des Faktors a reichen die Ergebnisse der beiden Versuche nicht aus. Die Auswertung konnte ja nur anhand jeweils eines Sollrisses vorgenommen werden. Die aufgezeigten Tendenzen berechtigen jedoch zu der Annahme, daß die Höhenabhängigkeit des Faktors a mit zunehmender Wandlänge mehr und mehr verschwindet.

Die Versuchsergebnisse lassen weiterhin erkennen, daß der Faktor a mit dem Stabdurchmesser bzw. mit dem Bewehrungsgrad abnimmt. Dies entspricht dem Rechenansatz von Gl. 2.12. Mit ihm

errechnete Werte für a wurden ebenfalls in Abb. 5.1 als horizontale Linie eingetragen.

Der aus allen in Abb. 5.1 dargestellten Versuchsergebnissen gemittelte Wert beträgt $a = 1,0 \cdot 10^{-3} \text{ [mm}^3/\text{N}]$. Er stimmt mit dem gemittelten Rechenwert überein.

5.2 Anreißen und Durchreißen

Im folgenden werden die in Abschnitt 2 beschriebenen Verfahren zur Prognose der An- und Durchrißwahrscheinlichkeit und der Rißbreite anhand der Versuchsergebnisse überprüft. Bei allen Betrachtungen wird eine freie Temperaturverkürzung $\epsilon_0 = -0,5\text{‰}$ zugrundegelegt. Ihr entspricht eine betragsmäßig kleinere Dehnung ϵ_{WU} an der Wandunterkante, die über die Steifigkeitsverhältnisse zu errechnen ist.

In Tabelle 5.1 sind die Systemkennwerte für die drei unterschiedlich bewehrten Wandabschnitte und die nach Zweischichtentheorie errechneten Randdehnungen zusammengestellt worden. Letztere können im praktischen Anwendungsfall den Abb. 2.12 und 2.14 entnommen werden. Der Höhenbeiwert p ergibt sich wegen der Querschnittsschwächung des Fundaments (Langloch) nach Gl. 2.38 etwas größer als nach Abb. 2.8; die Abweichung vom Rechteck-Vollquerschnitt ist jedoch für die weiteren Betrachtungen unbedeutend.

Nach Abschnitt 2.3 entstehen Anrisse, wenn an der Wandunterseite die Betonzugfestigkeit erreicht wird. Für SAAF 1 gilt:

$$\epsilon_m = \epsilon_{WU} = -0,62 \cdot \epsilon_0 = 0,31 \text{ ‰}$$

Die Betonzugbruchdehnung erhält man mit den Werten der Tabelle 3.2 zu:

$$\frac{\beta_{Z7}}{E_W} = \frac{1,13}{19600} = 0,058 \text{ ‰}$$

Damit ist:

$$- \frac{\epsilon_0}{\epsilon_r} = \frac{0,5}{0,058} = 8,6$$

Nach Abb. 2.13 reißen Wände mit den vorliegenden Steifigkeitsverhältnissen bereits bei einem Verhältnis von

$$- \frac{\epsilon_0}{\epsilon_r} = 1,6$$

an. Die Bildung von Anrissen ist damit sicher.

Zur Überprüfung der Durchrißwahrscheinlichkeit wird Abb. 2.17 und hierin die für $p = 1,5$ gültige Kurve herangezogen. Mit den S_D -Werten aus Tab. 5.1 erhält man Quotienten $-\epsilon_0/\epsilon_r$ von 5,0 (SAAF 1) bzw. 5,8 (SAAF 2). Sie liegen deutlich unterhalb des zuvor aus Betonzugfestigkeit und freier Temperaturdehnung errechneten Quotienten $-\epsilon_0/\epsilon_r = 8,6$. Damit kann auch das Auftreten von Durchrissen zuverlässig vorausgesagt werden. Die Kennwerte von SAAF 2 führen auf das gleiche Ergebnis.

5.3 Berechnung von Rißbreiten und Stahlspannungen

Die Berechnung der Rißbreiten erfolgt mit Gl. 2.43. Die Werte $-\epsilon_{Wum}^a/\epsilon_0$ und $-\epsilon_{Wym}^a/\epsilon_0$ werden aus Abb. 2.19 entnommen. Für den randstörungsfreien Innenbereich gilt nach Schleeh /2/:

$$- \frac{\epsilon_{Wy}^a}{\epsilon_0} = 1 - 1,5 \cdot \frac{y}{H} \quad (5.2)$$

Die nach Zweischichtentheorie errechneten Randdehnungen für das vorliegende System sind in Tab. 5.1 enthalten, Zwischenwerte werden geradlinig interpoliert.

Damit erhält man z.B. für SAAF 1 die Rißuferverschiebung an der Krone einer unbewehrten Wand mit $H = 800$ mm bei $\epsilon_0 = -0,5\%$ zu:

$$\Delta s(y = H) = \left[\left(0,9 \cdot 0,62 + 0,262 \cdot \frac{-0,345}{-0,5} \right) - \left(\frac{0,62 + 0,345}{800} \right) \cdot 0,45 \cdot 800 \right] 0,5 \cdot 10^{-3} \cdot 800$$

bzw.

$$\Delta s(y = H) = 0,122 \text{ mm} \hat{=} w_0 = 0,244 \text{ mm}$$

Weitere Werte $\Delta s(y)$ sind für beide Versuche in Tab. 5.2 zusammengestellt worden.

Aus den Rißufernverschiebungen wurden mit Gl. 2.46 die Stahlspannungen im Riß und daraus anschließend mit Gl. 2.12 die Rißbreiten errechnet. Die Rechen- und Versuchsergebnisse sind, nach Bewehrungsbereichen getrennt, in Tabelle 5.2 zusammengestellt. Die Berechnungen gelten für erste, d.h. diskrete Durchrisse ohne gegenseitige Beeinflussung in Innenbereichen einer langen Wand. Die Prognose der Anzahl und Abstände von Durchrissen ist nicht Gegenstand der Untersuchungen. Wenn sich also bei dem zugrundeliegenden Wert ϵ_0 Einleitungszonen bereits überschneiden, so werden die Rißbreiten entsprechend kleiner ausfallen.

In Abb. 5.2 werden in 2 bis 4 Höhen y bei $\epsilon_0 = -0,5\%$ gemessene und gerechnete Stahlspannungen einander gegenübergestellt. Es treten starke Abweichungen von Versuchs- und Rechenwerten nach beiden Seiten auf, die z.T. durch die Lage des entsprechenden Risses (Innen- oder Endbereich) zu erklären sind. Die Meßwerte für die mittleren Durchrisse $\emptyset 5$ mm bei SAAF 1 und $\emptyset 6,5$ mm bei SAAF 2 besitzen die größte Aussagekraft, weil sie von Randstörungen am wenigsten beeinflußt werden. Danach unterschätzt die Rechnung den Versuch um den Faktor 1,2 bis 1,9. Das Maximum der Stahlspannung tritt in beiden Fällen in halber Wandhöhe auf. Die gemessenen Stahlspannungen in den mit $d_s = 4$ mm bewehrten Randbereichen werden durch die Rechnung in etwa richtig wiedergegeben, in den höher bewehrten Randbereichen werden sie erwartungsgemäß überschätzt.

Hinsichtlich der Meßwerte ist zu bedenken, daß sie an jeweils nur einem Riß gewonnen wurden, weshalb ihre Lage innerhalb eines sicherlich breiten Streubandes nicht angegeben werden kann.

Abb. 5.3 zeigt den Vergleich der gemessenen und gerechneten Rißbreiten. Bei den mittleren Durchrissen mit der größten Aussagekraft ist die Höhenlage der Meßpunkte mit angegeben. Während die Abweichungen zwischen Rechnung und Versuch bei SAAF 1 beträchtlich sind - die Breite des mittleren Durchrisses wird um den Faktor 2 unterschätzt -, ist die Übereinstimmung bei SAAF 2 in allen Fällen recht gut. Für eine abschließende Beurteilung der Güte des Rechenansatzes sind weitere Vergleiche mit Meßwerten erster Durchrisse erforderlich.

5.4 Rechenbeispiele

Die in Abschnitt 2 beschriebenen Ansätze sollen abschließend beispielhaft auf zwei 2 m hohe Wände großer Länge angewandt werden, die nach den Empfehlungen der ZTV-K 80 /3/ bewehrt sind. Bei einer Wanddicke bis 50 cm ist nach /3/ beidseitig eine Bewehrung $d_s = 12$ mm, $s = 150$ mm einzulegen; ist $b > 50$ cm, beträgt der Stabdurchmesser 16 mm bei gleichem Stababstand. Zu diesen Empfehlungen ist anzumerken, daß ein praktisch wanddickenunabhängiger Ansatz für die Oberflächenbewehrung als zu pauschal angesehen wird. Er zieht zwangsläufig mit der Wanddicke anwachsende Rißbreiten nach sich /16/. Dem Konstrukteur sollte aber die Möglichkeit gegeben werden, die Oberflächenbewehrung auf die Wanddicke abzustimmen, um eine gleichmäßige Rißbreitenbeschränkung zu erzielen. Dies kann z.B. auf Grundlage von d_s - μ - oder d_s - μ_{ef} -Diagrammen erfolgen, wie sie von Falkner /1/ vorgeschlagen wurden. Eine weitere, einfachere Möglichkeit besteht in der Verwendung von d_s - s -Diagrammen, die von Rostásy/Henning /16/ beschrieben wurden.

Nach ZTV-K 80 wird die Oberflächenbewehrung mit zunehmender Wandhöhe in den oberen Bereichen stufenweise abgemindert. Nach den vorliegenden Erfahrungen ist dies bei kurzen Wänden mit $L/H \leq 2,5$ wegen der Entlastung der oberen Wandbereiche durch Randstörungen durchaus zu rechtfertigen. Bei Längen-Höhen-Ver-

hältnissen $L/H > 4$ führt diese Vorgehensweise jedoch dazu, daß Durchrisse oberhalb des Bewehrungswechsels unzulässig breit werden. Es wird daher vorgeschlagen, lange Wände mit einer nichtabgestuften Oberflächenbewehrung zu versehen; bestenfalls im unteren Wanddrittel ist eine Abminderung der Bewehrung vertretbar, da dort die Rißbreite infolge des Verbunds zum Fundament abnimmt (s. Rißbreitenverlauf in Abb. 2.18).

Die Vorgaben für zwei mit Bewehrungen gem. ZTV-K 80 versehene Wände sind in Tabelle 5.3 zusammengestellt. Die freie Temperaturdehnung ϵ_0 wurde auch hier zu $-0,5\%$ angenommen. Die Ergebnisse der Berechnung nach der Zweischichtentheorie sind im unteren Teil von Tabelle 5.3 angegeben. Bei den für β_z , E_w und ϵ_0 gewählten Werten muß danach mit Anrissen und Durchrissen gerechnet werden.

Tabelle 5.4 enthält die errechneten Stahlspannungen und Rißbreiten in unterschiedlichen Wandhöhen. Je nach Bewehrung erhält man maximale Rißbreiten von 0,4 mm bzw. 0,35 mm. Das Rißbreitenmaximum tritt nicht an der Wandkrone auf, wie auch die unterhalb von Tabelle 5.4 qualitativ dargestellten Rißformen zeigen. Auch bei den Versuchswänden war vor allem in den Endbereichen festgestellt worden, daß Durchrisse zur Wandkrone hin schmaler werden.

Nach der Modellvorstellung von Abschn. 3.2.1 wurde erwartet, daß die Rechenergebnisse der mit $d_s = 6,5$ mm bewehrten Bereiche der Versuchswände mit jenen des letztgenannten Beispiels (Wand 2 gem. ZTV-K 80) übereinstimmen. Es zeigt sich jedoch, daß Stahlspannung und Rißbreite bei der 2 m hohen Wand erheblich größer ausfallen als bei der Modellwand. Dies wird vor allem auf den vereinfachten Ansatz zur Berechnung der Stahlspannung im Riß aus der Verschiebung $\Delta s(y)$ nach Gl. 4.46 zurückgeführt. Insbesondere bei hohen Wänden erhält man offensichtlich nicht zutreffende Ergebnisse, wenn man die Wand-

scheibe in zentrisch gezogene und voneinander unabhängige Zugstäbe zerlegt und ihnen vorgegebene Verformungswerte $\Delta s(y)$ aufzwingt. Vielmehr muß auch beim Übergang auf die bewehrte Wand die Verformung der gesamten Scheibe betrachtet werden, weil ja die Krafteinleitung aus der Bewehrung eben nicht in diskrete Betonzugstäbe erfolgt. Dies führt auf ein vielfach statisch unbestimmtes System aus drei gekoppelten Scheiben (zwei Einleitungszonen und Fundament) mit nichtlinearen Spannungs- und Verformungszuständen.

Eine weitere Unsicherheit des Rechenansatzes besteht in dem pauschalen Ansatz für die Fundamentkrümmung entlang der Länge der Einleitungszonen gem. Abb. 2.18. Insbesondere die Annahme, κ_F sei unterhalb eines bewehrten Rißquerschnitts gleich Null, ist nicht zutreffend. Zusammen mit den Scheibenverformungen der Einleitungszonen beeinflußt die Fundamentkrümmung die Rißbreite $w(y)$ maßgeblich (s. Gl. 2.40).

Umfangreiche Berechnungen der Spannungen und Verformungen am Riß haben gezeigt, daß wegen der ausgeprägten Nichtlinearitäten in den Einleitungszonen vereinfachte, analytische Ansätze nicht zu allgemeingültigen Lösungen für das dargestellte Problem führen. Es ist daher beabsichtigt, die Vorformungen an Durchrissen in langen Wänden mit Hilfe von FE-Rechnungen zu ergründen. Die Ergebnisse sollen zum einen zutreffende Eingangswerte für Gl. 2.40, deren Gültigkeit uneingeschränkt bleibt, liefern. Zum anderen sollen sie eine praxisgerechte Formulierung des Ansatzes für den Übergang auf die bewehrte Wand (Gl. 2.46) ermöglichen.

Die Durchführung der vorgesehenen umfangreichen FE-Rechnungen, innerhalb derer neben der Geometrie von Wand und Fundament, den Steifigkeitsverhältnissen, der Art und Menge der Bewehrung auch die Anzahl von Durchrissen und Anrissen u.a.m. variiert werden soll, ist im Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht

möglich. Es ist jedoch vorgesehen, die beschriebenen Berechnungen nach Vorliegen der materiellen Voraussetzungen alsbald durchzuführen, um den vorliegenden Bericht in sinnvoller und sicher auch notwendiger Weise zu ergänzen.

6. ZUSAMMENFASSUNG

In langen, fugenlosen Wänden treten infolge der Abkühlung der Hydratationswärme und infolge Betonschwindens häufig Zwangsrisse auf, die auf die Tragfähigkeit ohne Einfluß sind, die Dauerhaftigkeit solcher Wände jedoch beeinträchtigen können.

Ziel des vorliegenden Forschungsvorhabens ist es, den Mechanismus der Rißbildung in gezwängten Scheiben zu beschreiben und daraus Empfehlungen für die zur Rißbreitenkontrolle erforderliche Oberflächenbewehrung abzuleiten. Aufbauend auf ein vorangegangenes Forschungsvorhaben /15/, wird hier bewußt von der üblichen Vorstellung Abstand genommen, daß sich eine Wand aus einer Reihe diskreter Zugstäbe mit Verformungsbehinderung an den Endpunkten zusammensetzt. Vielmehr werden stets Scheibenabschnitte, die die Einleitungszonen beiderseits eines Risses umfassen, betrachtet.

In Abschnitt 2 werden auf der Basis der Zweischichtentheorie Rechenansätze zur Prognose der Anriß- und Durchrißbildung in durch Fundamente gezwängten Wänden hergeleitet. Damit läßt sich die aufgrund der Steifigkeitsverhältnisse, der Temperaturdehnung und der Betonzugfestigkeit zu erwartende Rißbildung infolge Zwangwirkungen vorhersagen. Weiterhin wird ein Verfahren zur Berechnung der Rißbreite in beliebiger Wandhöhe bei unbewehrten und bewehrten Wänden angegeben.

In Abschnitt 3 werden zwei Großversuche an Modellwänden beschrieben. Auf ein zentrisch vorgespanntes Basisbauteil werden 6 m und 8 m lange Wandscheiben aufbetoniert. Durch Ablassen der Vorspannkraft werden über Fußschub Zwangzugkräfte in die Wandscheiben eingeleitet, die zur Bildung zahlreicher Risse führen. Die Art der Rißbildung in Abhängigkeit von der Bewehrung (drei unterschiedliche Netzbewehrungen je Wandscheibe) und der Beanspruchung ist vor allem Gegenstand der Untersuchungen.

Die im Abschnitt 4 berichteten Versuchsergebnisse beziehen sich vor allem auf die mit der Wandhöhe veränderliche Art der Rißbildung. Es zeigt sich, daß im Hinblick auf eine Rißbreitenbeschränkung allein die bis zur Wandkrone reichenden Durchrisse relevant sind. Die Breiten der Anrisse sind um den Faktor 2,9 bis 4,5 geringer als jene der Durchrisse. Damit kann den Anrissen eine günstige Wirkung zugeschrieben werden, da sie zur Rißbreitenverteilung in der unteren Wandhälfte beitragen. Das Rißbreitenmaximum von Durchrissen tritt in der oberen Wandhälfte, jedoch meist unterhalb der Wandkrone auf.

Entsprechende Beobachtungen wurden auch bei den in drei Sollrißquerschnitten je Versuchswand gemessenen Stahlspannungen gemacht. Die Versuche bestätigen einen linearen Zusammenhang zwischen Rißbreite und Stahlspannung im Riß, der allerdings nach dem Versuch SAAF 1 ausgeprägt wandhöhenabhängig ist.

Abschnitt 5 enthält einen Vergleich der Versuchsergebnisse mit den Rechenwerten gem. Abschnitt 2. Die z.T. beträchtlichen Abweichungen sind vor allem auf Streuungen der Rißbreiten und Stahlspannungen zurückzuführen, die, da nur einzelne Risse ausgewertet wurden, nicht quantifiziert werden können.

Weitere Rechenbeispiele für hohe Wände, die nach den Empfehlungen der ZTV-K 80 /3/ bewehrt sind, führen auf hohe Stahlspannungen und Rißbreiten. Dies weist darauf hin, daß die Parameter in den Rißbreitenansätzen des Abschnitts 2 noch nicht abschließend bestimmt werden konnten. Es zeigt sich, daß die ausgeprägten Nichtlinearitäten innerhalb der Einleitungszonen durch die vereinfachten analytischen Ansätze nur näherungsweise wiedergegeben werden können. Die Form der in den Versuchen und in der Praxis beobachteten wandhohen Durchrisse wird jedoch durchaus zutreffend beschrieben; die Rißbreite geht zur Arbeitsfuge hin auf Null zurück und erreicht in der oberen Wandhälfte den Maximalwert.

Zur Beschreibung der die Rißbreite bestimmenden Dehnungen in den Einleitungszonen sollen jetzt umfangreiche Scheibenrechnungen an FE-Modellen durchgeführt werden. Nur so lassen sich die komplizierten Verformungen im Bereich von Durchrissen zutreffend wiedergeben. Mit den hier erwarteten Ergebnissen werden die Ansätze des Abschnitts 2 modifiziert werden.

7. LITERATUR

- /1/ Falkner, H.: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen. DAFStb - H. 208 (1969)
- /2/ Schleeh, W.: Die Zwängspannungen in einseitig festgehaltenen Wandscheiben. Beton- und Stahlbetonbau 1962, H.3, S. 64
- /3/ ZTV-K-80, Zusätzliche technische Vorschriften für Kunstbauten, Ausgabe 1980
- /4/ Stoffers, H.: Cracking due to shrinkage and temperature variation in walls. HERON 23 (1978) No. 3
- /5/ Wischers, G.: Betontechnische und konstruktive Maßnahmen gegen Temperaturrisse in massigen Bauteilen. Betontechn. Berichte 1964, S. 21-58
- /6/ Zeitler, W.: Untersuchungen zu Temperatur- und Spannungszuständen in Betonbauteilen infolge Hydratation. Diss. T.H. Darmstadt 1983
- /7/ Springenschmid, R. und Nischer, P.: Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. Beton- und Stahlbetonbau 68 (1973), S. 221-226
- /8/ Noakowski, P.: Verbundorientierte, kontinuierliche Theorie zur Ermittlung der Rißbreite. Beton- und Stahlbetonbau 7/1985 und 8/1985
- /9/ Rostásy, F.S. und Alda, W.: Rißbreitenbeschränkung bei zentrischem Zwang von Stäben aus Stahlbeton und Stahlleichtbeton. Beton- und Stahlbetonbau 72 (1977), H.6, S. 149-156
- /10/ CEB, Bulletin d'Information, No. 158-F, Fissuration et Déformations. Oktober 1983
- /11/ Beeby, A.W.: Concrete in the oceans, cracking and corrosion. Technical report No. 1. Cement and Concrete Ass.
- /12/ Schober, H.: Ein Modell zur Berechnung des Verbundes und der Risse im Stahl- und Spannbeton. Diss. Universität Stuttgart 1984
- /13/ Krips, M.: Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton. Diss. TH Darmstadt 1984

- /14/ Bruy, E.: Über den Abbau instationärer Temperaturspannungen in Betonkörpern durch Rißbildung. Diss. Universität Stuttgart 1973
- /15/ Rostásy, F.S. und Henning, W.: Rißbildung in dicken Betonbauteilen infolge Zwang - Bestimmung der wirksamen Betonzugfläche und der erforderlichen Oberflächenbewehrung. Forschungsbericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig, 1983
- /16/ Rostásy, F.S. und Henning, W.: Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände. Beton- und Stahlbetonbau, Heft 4/85 und 5/85
- /17/ Rostásy, F.S.: Risse infolge Zwang und Eigenspannungen. Vortrag im Rahmen des Deutschen Betontages 1985 in Köln
- /18/ CEB/FIP - Mustervorschrift für Tragwerke aus Stahlbeton und Spannbeton. Bd. II. 3. Ausgabe 1978
- /19/ Kobarg, J.: Verankerung axialbeanspruchter Bewehrungsstäbe im Beton unter Querbeanspruchung. Zwischenbericht DFG, Institut für Massivbau, Universität Karlsruhe, August 1983
- /20/ CUR: Scheurvorming door krimp en temperatuurwisseling in wanden. CUR-Rapport 85, November 1978
- /21/ Rehm, G. und Martin, H.: Zur Frage der Rißbegrenzung im Stahlbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau 63 (1968) S. 175-182
- /22/ Rüschi, H.; Jungwirth, D. und Hilsdorf, H.: Creep and shrinkage. Their effect on the behaviour of concrete structures. Springer-Verlag, New York, 1983
- /23/ Rao, S.: Umlagerung der Schnittkräfte in Stahlbetonkonstruktionen. Grundlagen der Berechnung bei statisch unbestimmten Tragwerken unter Berücksichtigung der plastischen Verformungen. DAFStb, H.177 (1966)
- /24/ Wischers, G.: Betontechnische und konstruktive Maßnahmen gegen Temperaturrisse in massigen Bauteilen. beton 1/1964 und 2/1964
- /25/ Wischers, G. und Dahms, J.: Untersuchungen zur Beherrschung von Temperaturrissen in Brückenwiderlagern durch Raum- und Scheinfugen. beton 11/1968 und 12/1968
- /26/ Dierks, K.: Temperatúrausgleich in Stahlbetonwänden - ein Versuch gegen die Bildung von Spaltrissen. Der Bauingenieur Heft 57/1982

- /27/ ACI Committee 207: Effect of restraint, volume change and reinforcement on cracking of massive concrete. ACI Journal, Juli 1973
- /28/ TNO: Experimenteel onderzoek naar de scheurvorming in wanden. Serien I bis III. Delft 1972 und 1983
- /29/ Schießl, P.: Einfluß von Rissen auf die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen. Bericht Nr. 453-85 des Instituts für Betonstahl und Stahlbetonbau e.V., München, 1985
- /30/ Deutscher Beton-Verein: Begrenzung der Rißbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau. DBV-Sachstandsbericht, Fassung August 1985

Tabelle 1: Gegenüberstellung der Kenngrößen der Oberflächenbewehrung in der ZTV-K-Bezugswand und der Versuchswand

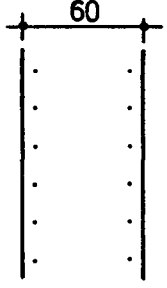
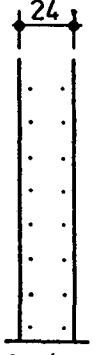
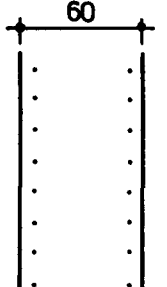
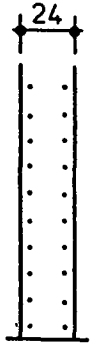
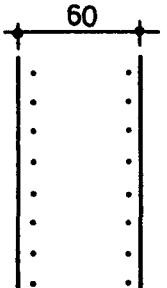
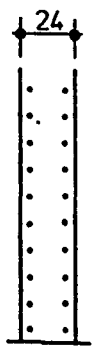
Kenngröße	Original gem. ZTV-K 80		Modell	
b [cm]	60		24	
d_s [mm]	10		4	
s [cm]	20		15,4	
b_{ef} [mm]	200		104	
μ_{ef} [%]	0,393	$\varnothing 10 - 20$	0,157	
d_s/μ_{ef} [mm]	2546	$h = h_3$	2546	$\varnothing 4 / 15,4$
μ [%]	0,131	$h_3 > 4 \text{ m}$	0,068	
b [cm]	60		24	
d_s [mm]	12		5	
s [cm]	15		12,1	
b_{ef} [mm]	232		120	
μ_{ef} [%]	0,650	$\varnothing 12 - 15$	0,271	
d_s/μ_{ef} [mm]	1846	$h = h_2$	1846	$\varnothing 5 / 12,1$
μ [%]	0,251	$2 \text{ m} < h_2 \leq 4 \text{ m}$	0,135	
b [cm]	60		24	
d_s [mm]	16		6,5	
s [cm]	15		12,5	
b_{ef} [mm]	296		144	
μ_{ef} [%]	0,906	$\varnothing 16 - 15$	0,368	
d_s/μ_{ef} [mm]	1766	$h = h_1$	1766	$\varnothing 6,5 / 12,5$
μ [%]	0,447	$h_1 \leq 2 \text{ m}$	0,221	

Tabelle 2: Kenngrößen der Versuchswände

Eigenschaft	SAAF 1 l= 6 m	SAAF 2 l= 8 m
angestrebte Betongüte	B 25	B 35
Beginn der Zwangbean- spruchung	3 Tage nach Herstellung	7 Tage nach Herstellung
vollständige Entlastung des Basisbauteils	6 Tage nach Herstellung	9 Tage nach Herstellung
Abschlußmessung	10 Tage nach Herstellung	100 Tage nach Herstellung (Langzeitmessungen)
Druckfestigkeit	$\beta_{W7} = 21 \text{ N/mm}^2$ $\beta_{W28} = 37 \text{ N/mm}^2$	$\beta_{W7} = 35 \text{ N/mm}^2$ $\beta_{W28} = 49 \text{ N/mm}^2$
zentrische Zugfestigkeit	$\beta_{Z7} = 1,13 \text{ N/mm}^2$ $\beta_{Z28} = 1,26 \text{ N/mm}^2$	$\beta_{Z7} = 2,30 \text{ N/mm}^2$ $\beta_{Z28} = 2,16 \text{ N/mm}^2$
Druck- Elastizitäts- modul	E= 19.600 N/mm ²	E= 26.200 N/mm ²

Tabelle 3: Betonrezepte und Frischbetoneigenschaften

Anteil (Gewicht je m³)	Basisbauteil	SAAF 1	SAAF 2
Zement PZ 35 F	337 kg	338 kg	338 kg
Anmachwasser	236 kg	262 kg	204 kg
w/z - Wert	0,70	0,78	0,60
Zuschlag 0/1	-	342 kg	-
0/2	551 kg	940 kg	377 kg
2/8	882 kg	427 kg	527 kg
8/16	405 kg	-	979 kg
	1838 kg	1709 kg	1883 kg
Gesamtgewicht je m³	2411 kg	2309 kg	2425 kg
Ausbreitmaß	42,8 cm	44,3 cm	39,3 cm
Verdichtungsmaß v	1,04	1,05	1,15
Konsistenzbereich	K 3	K 3	K 2

Tabelle 4: Kennwerte der Oberflächenbewehrung BSt 500/550 RU

d_s Soll [mm]	d_s Ist [mm]	Streckgrenze $R_{p0,2}$ [N/mm ²]	Zugfestigkeit R_m [N/mm ²]	Bruchdehnung [%]	Bezogene Rippenfläche [-]
4,00	4,00	598	650	10,0	0,048
4,00	3,99	601	649	8,8	0,048
4,00	4,00	577	625	10,0	0,048
5,00	4,90	514	572	9,0	0,071
5,00	4,93	513	576	9,0	0,072
5,00	4,94	543	608	9,0	0,070
6,50	6,49	498 ¹⁾	543 ¹⁾	8,1	0,047
6,50	6,50	525	576	8,8	0,047
6,50	6,46	482 ¹⁾	528 ¹⁾	8,1	0,046
Mittel		539	587		

¹⁾ Mindestanforderungen nicht erfüllt

Tabelle 5: Vergleich Durchrißbreiten - Anrißbreiten SAAF 1

Laststufe	Dehnung ¹ ϵ_m [%]	Meß- linie	Durchrisse		Anrisse			$\frac{w_m^{DR}}{w_m^{AR}}$
			n^{DR}	w_m^{DR} [mm]	n^{AR}	w_m^{AR} [mm]	$w_{95\%}^{AR}$ [mm]	
54	0,15	u	1	0,180	6	0,066	0,107	2,727
		o		0,266	6	0,076	0,133	3,500
56	0,21	u	2	0,174	8	0,066	0,110	2,636
		o		0,254	6	0,075	0,131	3,387
58	0,29	u	3	0,169	8	0,073	0,118	2,315
		o		0,245	6	0,074	0,141	3,307
60	0,26	u	4	0,168	7	0,080	0,124	2,100
		o		0,227	5	0,074	0,152	3,068
62	0,36	u	4	0,214	7	0,094	0,149	2,229
		o		0,260	5	0,099	0,204	2,626
64	0,48	u	4	0,233	9	0,093	0,163	2,505
		o		0,296	5	0,107	0,215	2,766
66	0,50	u	5	0,241	9	0,106	0,182	2,274
		1		0,226	5	0,117	0,193	1,932
		o		0,274	4	0,094	0,179	2,902
		2		0,294	4	0,086	0,157	3,419
		3		0,277	3	0,082	0,184	3,378
		4		0,269	2	0,055	0,055	4,891
		5		0,281	-	-	-	-

¹⁾ Angegeben ist die maßgebende Zwangdehnung über der Arbeitsfuge

Tabelle 5.1: Kenngrößen der Versuchswände und Randdehnungen nach Zweischichtentheorie

A. Bewehrung

		Ø 4	Ø 5	Ø 6.5
Stabanzahl		2 x 6	2 x 7	2 x 7
Stababstand	s [mm]	153,8	120,8	125,2
Gesambewehrungsgrad	μ [%]	0,078	0,143	0,242
wirksamer Bewehrgrd.	μ_{ef} [%]	0,157	0,271	0,368
mittlerer Endrißabst.	s_{rme} [mm]	360	269	261
Stahl-E-Modul	E_s [N/mm ²]	202.000		

B. Beton

		Wand		Fundament
		SAAF 1	SAAF 2	
Beton-E-Modul	E_b [N/mm ²]	$E_W = 19.600$	$E_W = 26.200$	$E_F = 28.000$
Querschnitt	A [cm ²]	$A_W = 1920$		$A_F = 1485$
Trägheitsmoment	I [cm ⁴]	$I_W = 1.024.000$		$I_F = 222.600$
Dehnsteifigkeitszahl	S_D [-]	0,905	1,210	
Biegesteifigkeitszahl	S_B [-]	3,220	4,304	
Höhenbeiwert	p [-]	1,53		
bezogene Normalkraft	n [-]	0,138	0,126	} mit Gln. 2.22 ÷ 2.28 errechnet
- $\epsilon_{Wu} / \epsilon_0$	[-]	0,620	0,597	
- $\epsilon_{Wo} / \epsilon_0$	[-]	-0,345	-0,345	
- $\epsilon_{Fo} / \epsilon_0$	[-]	-0,380	-0,403	
- $\epsilon_{Fu} / \epsilon_0$	[-]	0,131	0,097	

Tabelle 5.2: Gegenüberstellung von Versuchs- und Rechenwerten

y / H	Δs (y)	Bereich \varnothing 4				Bereich \varnothing 5				Bereich \varnothing 6,5				
		σ_{sr} [N/mm ²]		w(y) [mm]		σ_{sr} [N/mm ²]		w(y) [mm]		σ_{sr} [N/mm ²]		w(y) [mm]		
		Rechen- werte	Meß- werte	Rechen- werte	Meß- werte	Rechen- werte	Meß- werte	Rechen- werte	Meß- werte	Rechen- werte	Meß- werte	Rechen- werte	Meß- werte	
1,0	0,122	196		0,233	0,250	244		0,217	0,437	233		0,201		SAAF 1
0,8	0,118	190		0,225		237	315	0,211		226	10	0,195		
0,5	0,110	178	170	0,211	0,290	223	395	0,197	0,368	211	90	0,182	0,123	
0,2	0,082	131	260	0,156	0,250	165	320	0,146	0,292	157	145	0,135	0,150	
1,0	0,118	192		0,228	0,090	244		0,216	0,180	236		0,204	0,215	SAAF 2
0,8	0,114	186		0,221	0,120	236	170	0,210	0,185	229	275	0,198	0,210	
0,5	0,106	173	170	0,206	0,180	220	200	0,195	0,210	214	380	0,184	0,243	
0,2	0,079	130	230	0,153	0,180	164	200	0,146	0,190	159	240	0,137	0,210	

$$\underline{- \epsilon_0 = 0,5 \%} \quad \rightarrow \quad \underline{\epsilon_{Wu} = 0,31 \%}$$

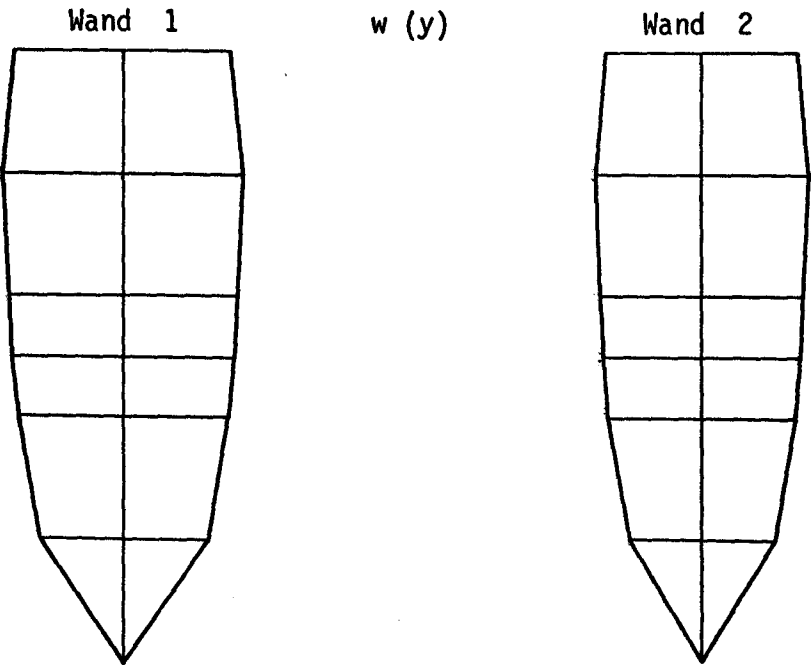
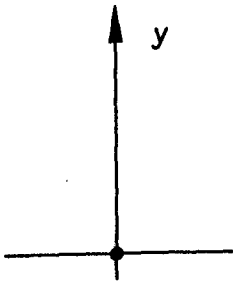
Tabelle 5.3: Zwei Beispiele für Wände, bewehrt gem. ZTV-K 80

Kenngröße	Wand 1	Wand 2
H	2,0 m	2,0 m
b	0,5 m	0,6 m
H _F	0,7 m	0,7 m
b _F	1,2 m	1,45 m
c	3 cm	3 cm
- ε ₀	0,5 ‰	0,5 ‰
β _Z	1,0 N/mm ²	1,0 N/mm ²
E _W = E _F	20.000 N/mm ²	26.000 N/mm ²
E _S	200.000 N/mm ²	200.000 N/mm ²
Bewehrung	∅ 12 - 15	∅ 16 - 15
μ	0,302 ‰	0,447 ‰
μ _{ef}	0,5984 ‰	0,8484 ‰
s _{rme}	306 mm	292 mm
S _D	1,191	1,537
S _B	9,718	12,546
p	1,35	1,35
- ε _{Wu} / ε ₀	0,654	0,625
- ε _{Wo} / ε ₀	- 0,374	- 0,362
- ε _{Fo} / ε ₀	- 0,346	- 0,375
- ε _{Fu} / ε ₀	0,013	- 0,029
- $\frac{\epsilon_0}{\beta_Z} E_W$	10	13
aus Abb. 2.17 abgelesen - ε ₀ /ε _r	~ 8	~ 8

Tabelle 5.4: Rechenwerte von Stahlspannung und Rißbreiten der Wände
gem. Tab. 5.3

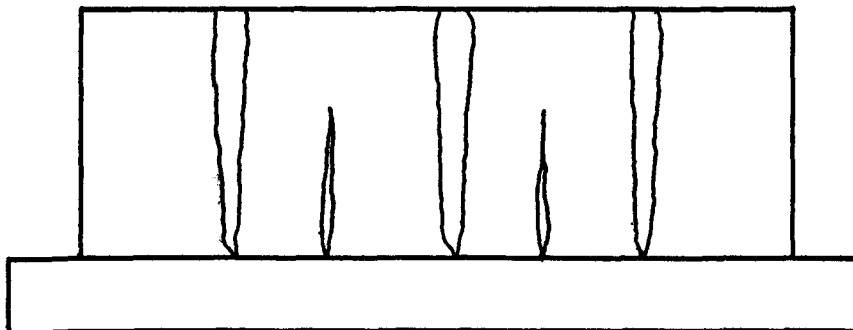
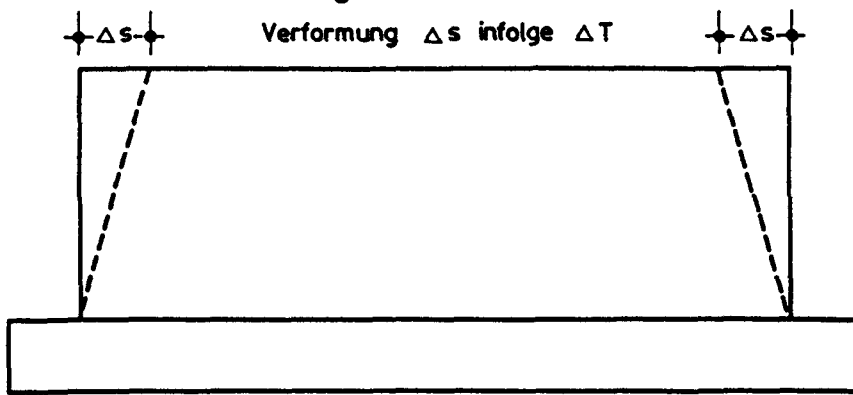
y/H [-]	Wand 1			Wand 2		
	Δs [mm]	σ_{sr} [N/mm ²]	w(y) [mm]	Δs [mm]	σ_{sr} [N/mm ²]	w(y) [mm]
1,0	0,284	353	0,360	0,272	330	0,321
0,8	0,312	388	0,396	0,299	362	0,353
0,6	0,298	370	0,377	0,285	345	0,336
0,5	0,292	363	0,370	0,278	337	0,328
0,4	0,281	349	0,356	0,269	326	0,317
0,2	0,217	270	0,275	0,208	252	0,245

Rißformen:



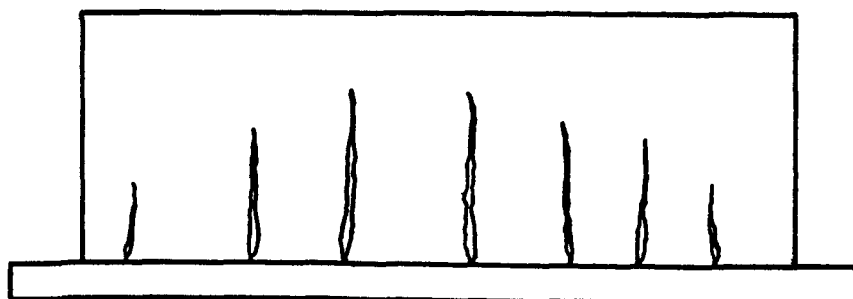
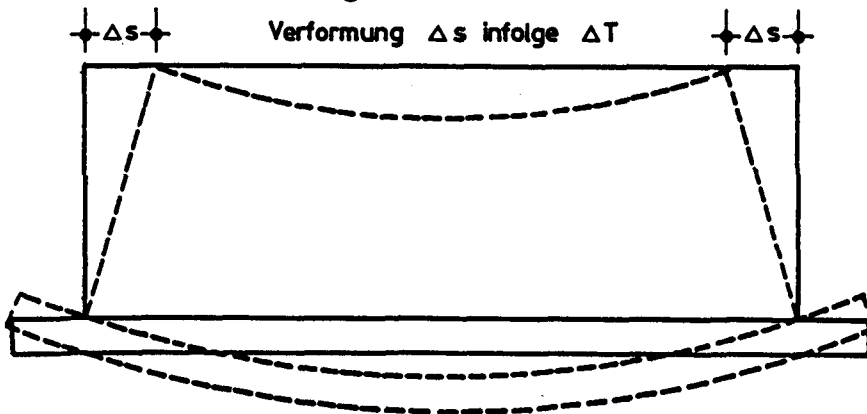
Abbildungen

Fall 1: Fundament biege- und dehnstarr



Rißbild: Durchrisse und Anrisse

Fall 2: Fundament biegeweich und dehnstarr



Rißbild: nur Anrisse

Abb. 1.1: Einfluß der Fundamentsteifigkeit auf die Rißbildung

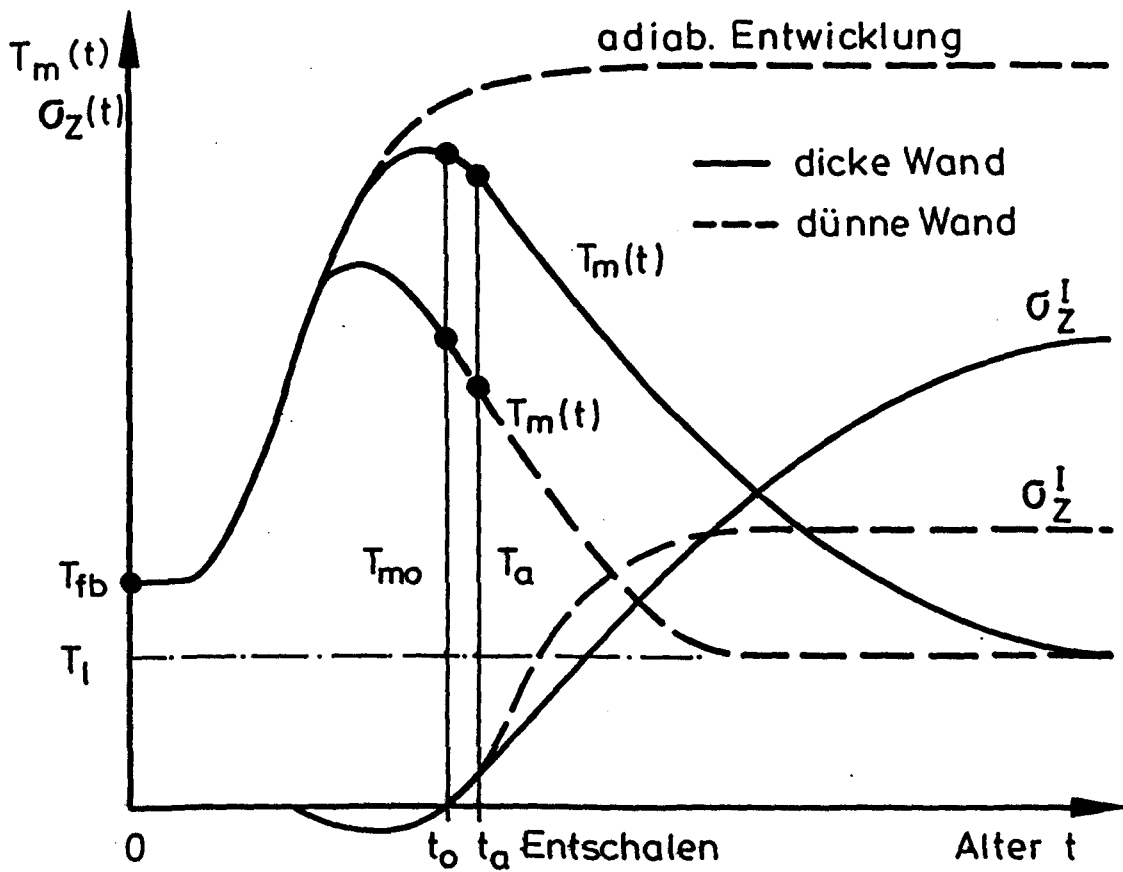


Abb. 2.1: Entwicklung und Abfluß der Hydratationswärme sowie Zwangaufbau (schematisch)

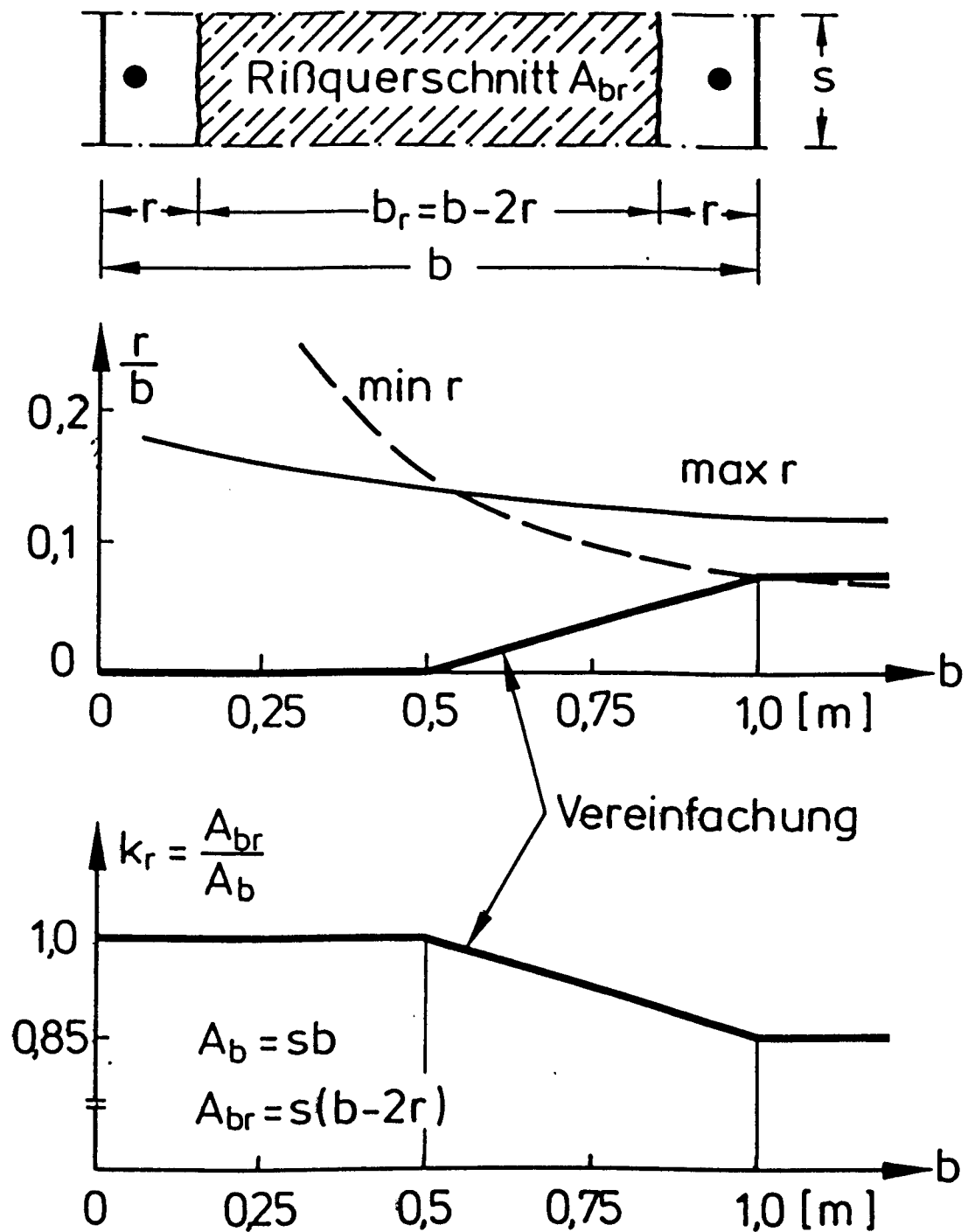


Abb. 2.2: Einrißtiefe und Rißquerschnitt (bewehrte Wand, mittiger Zwang)

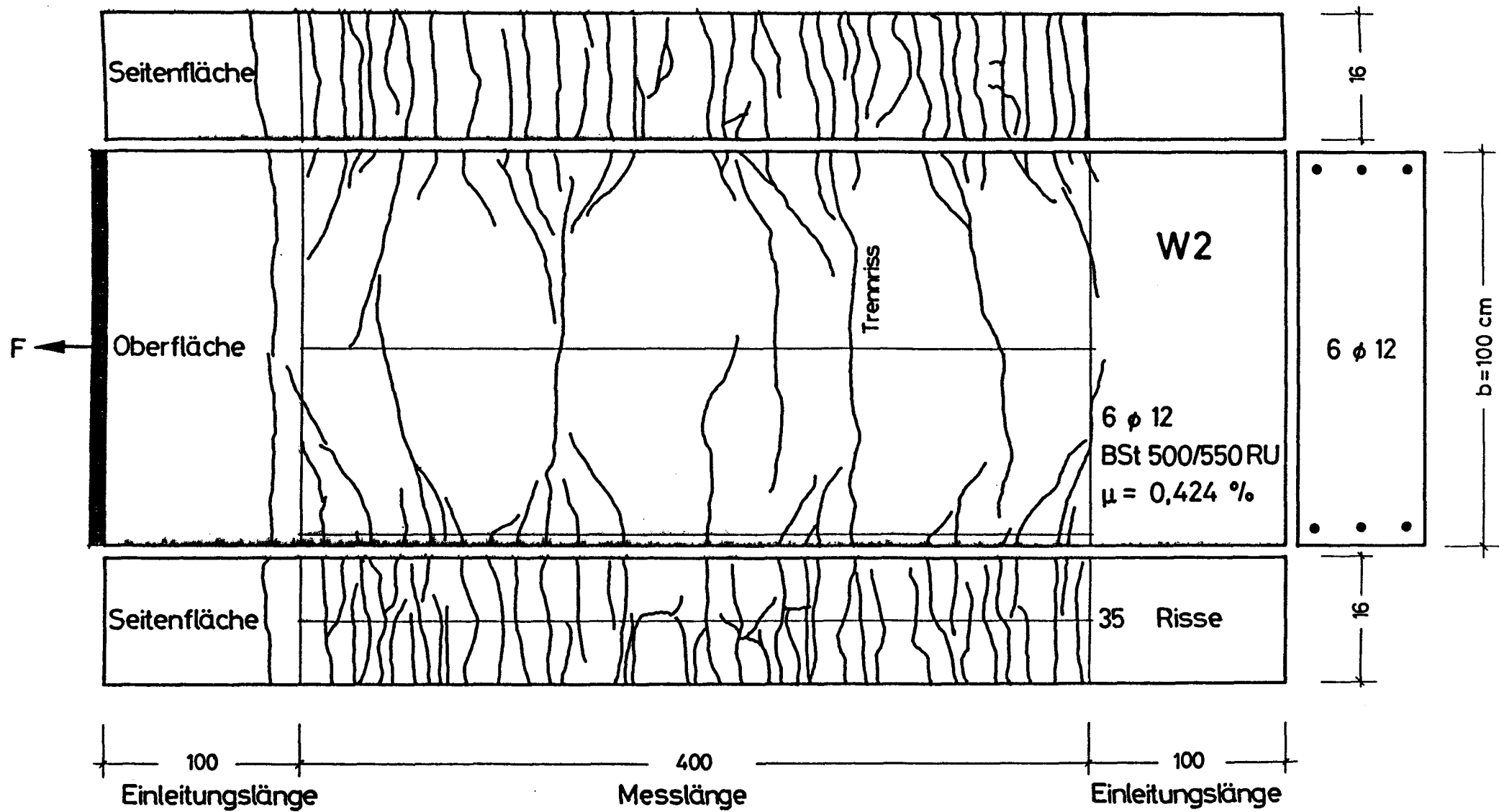
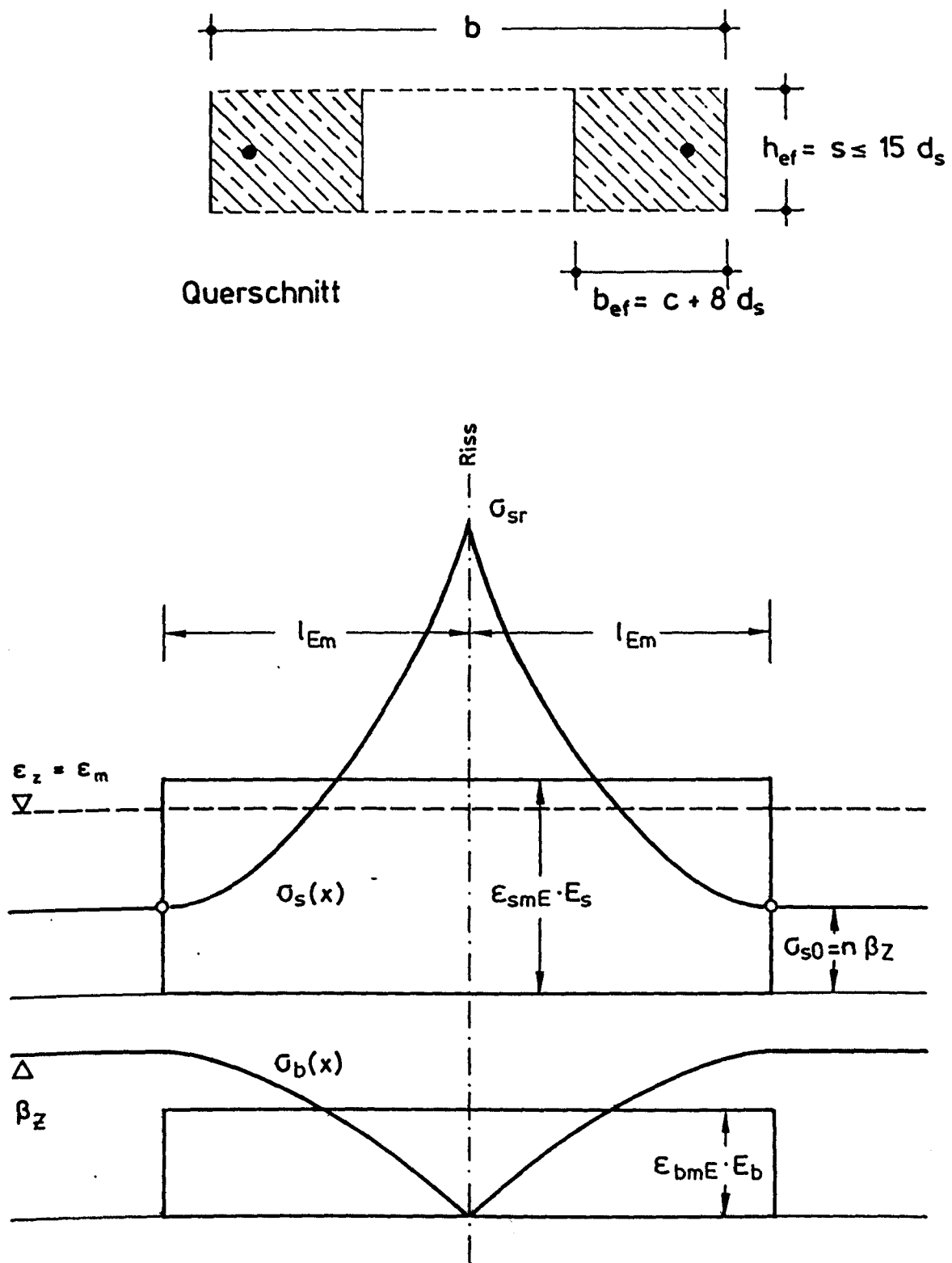


Abb. 2.3: Endrißbild eines Versuchskörpers



$$l_{Em} \approx s_{rme} = c + 0,3 s + 0,12 \frac{d_s}{\mu_{ef}}$$

$$w_m \approx \frac{s_{rme}}{3} \left[\frac{2 m a \eta g \beta_z}{E_s \mu} + \epsilon_z \right]$$

Abb. 2.4: Nachweis der Rißbreite am Einzelriß

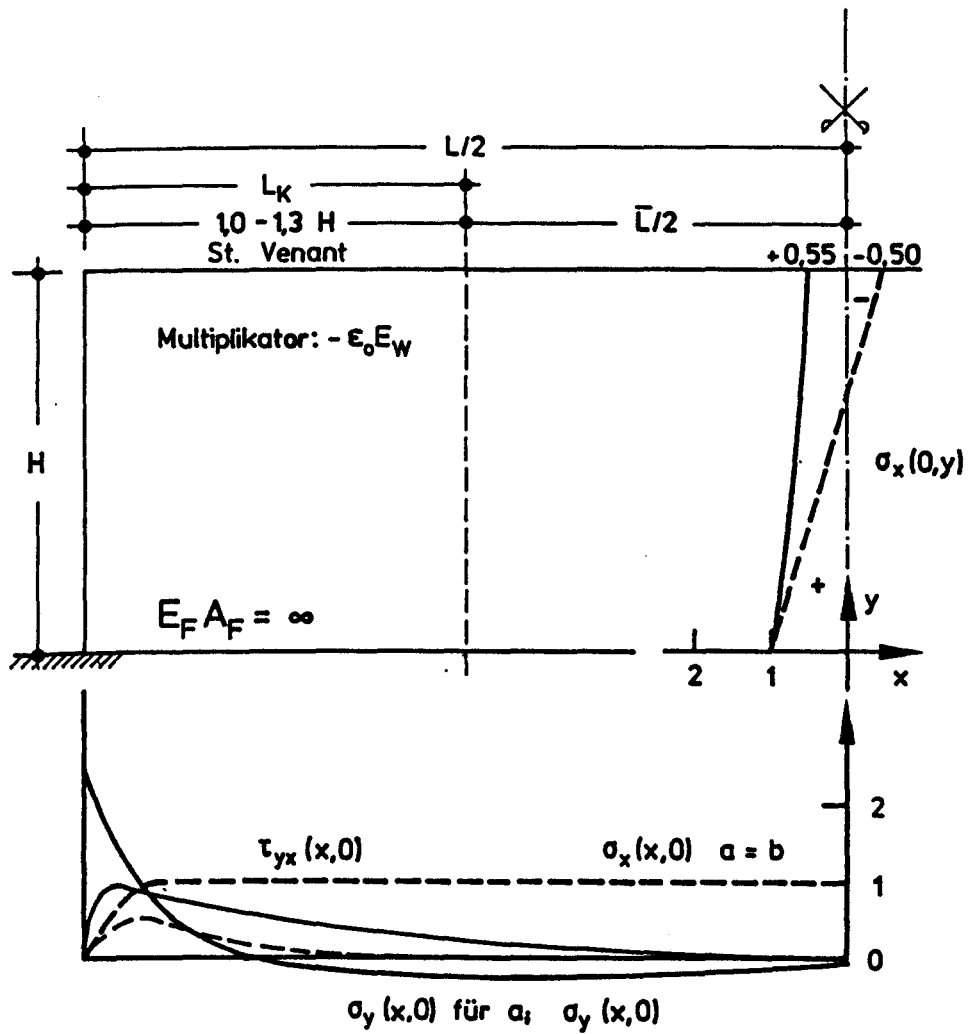


Abb. 2.6: Spannungsverteilung in der Anschlußfuge einer Wand nach Schleeh /2/; Beispiel $L/H=4$

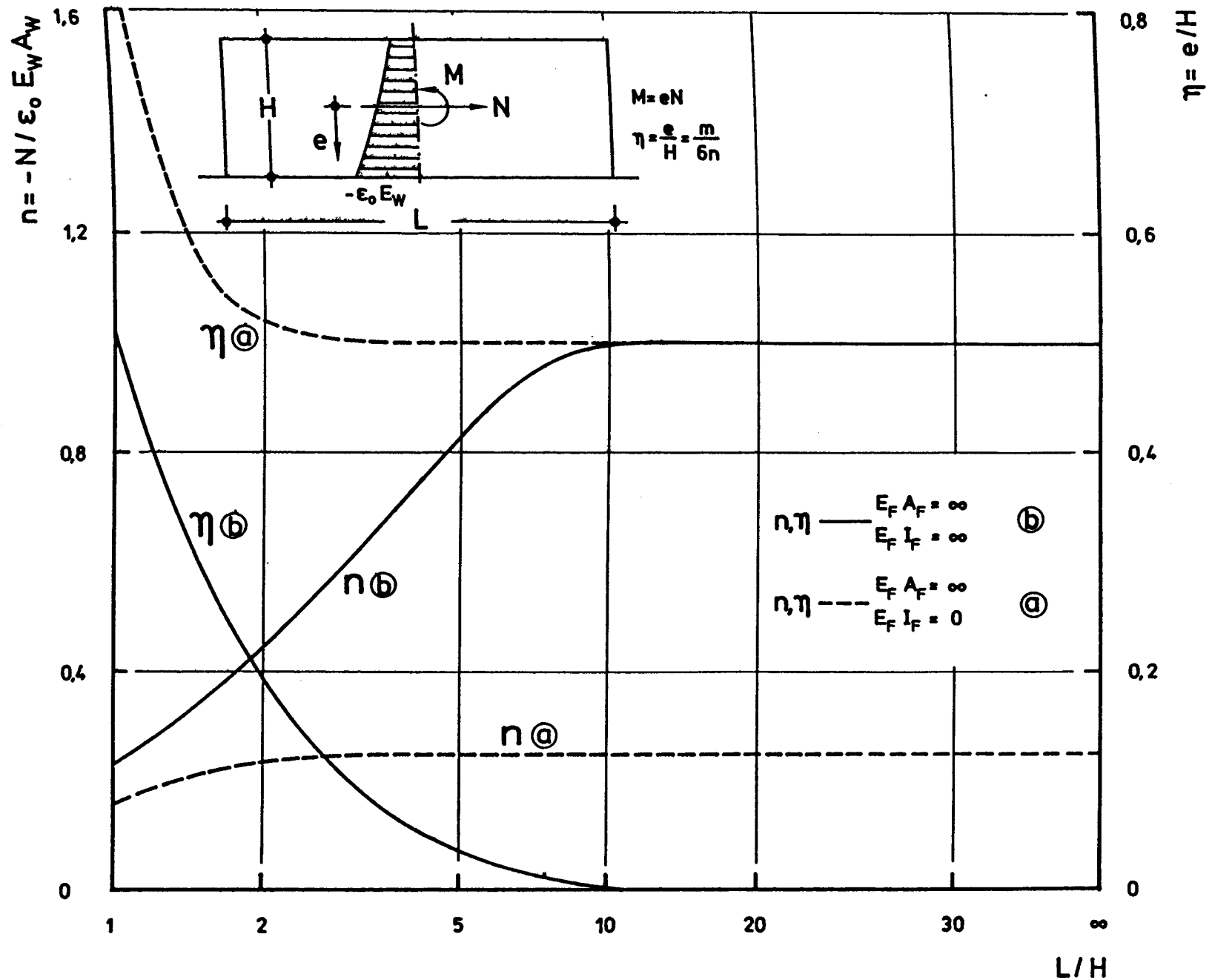
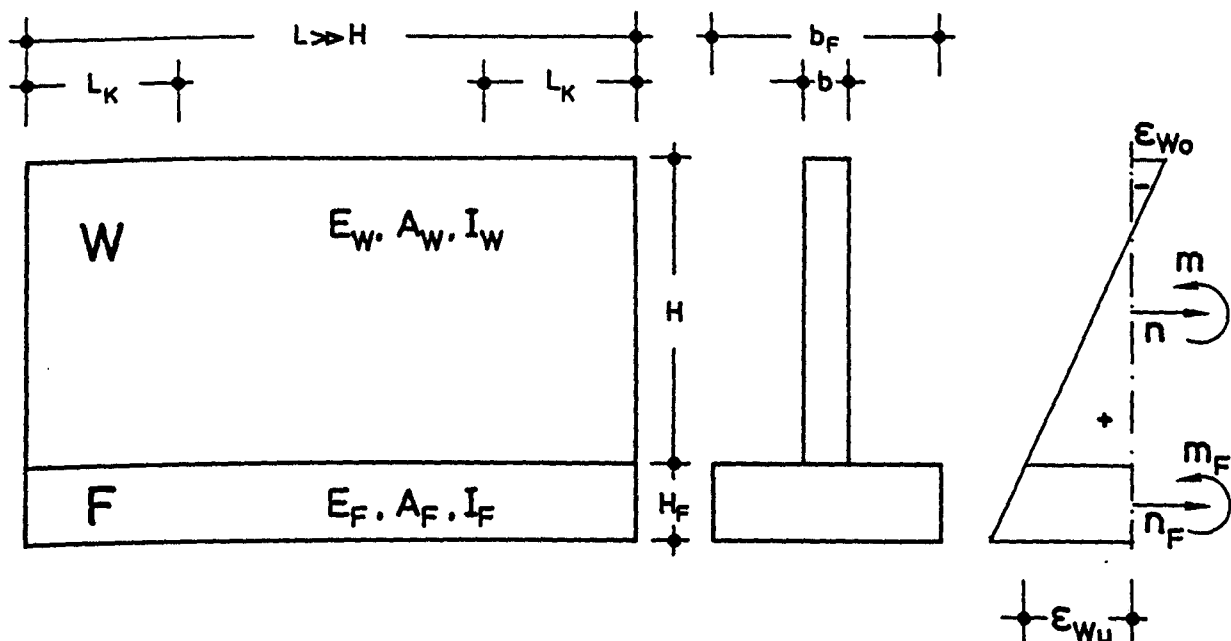


Abb. 2.7: Abhängigkeit der Normalkraft und Ausmitte von der Wandlänge im Zustand I bei Zwang für die Grenzfälle von Schleeh /2/



Dehnsteifigkeitszahl : $S_D = \frac{E_W A_W}{E_F A_F}$ $0 \leq S_D \leq \infty$

Biegesteifigkeitszahl : $S_B = \frac{E_W I_W}{E_F I_F}$ $0 \leq S_B \leq \infty$

Höhenbeiwert : $\rho = \frac{H + H_F}{H}$

Grenzfall a : $S_B = \infty; S_D = 0$

Grenzfall b : $S_B = 0; S_D = 0$

Abb. 2.8: Begriffe und Bezeichnungen der Zweischichtentheorie

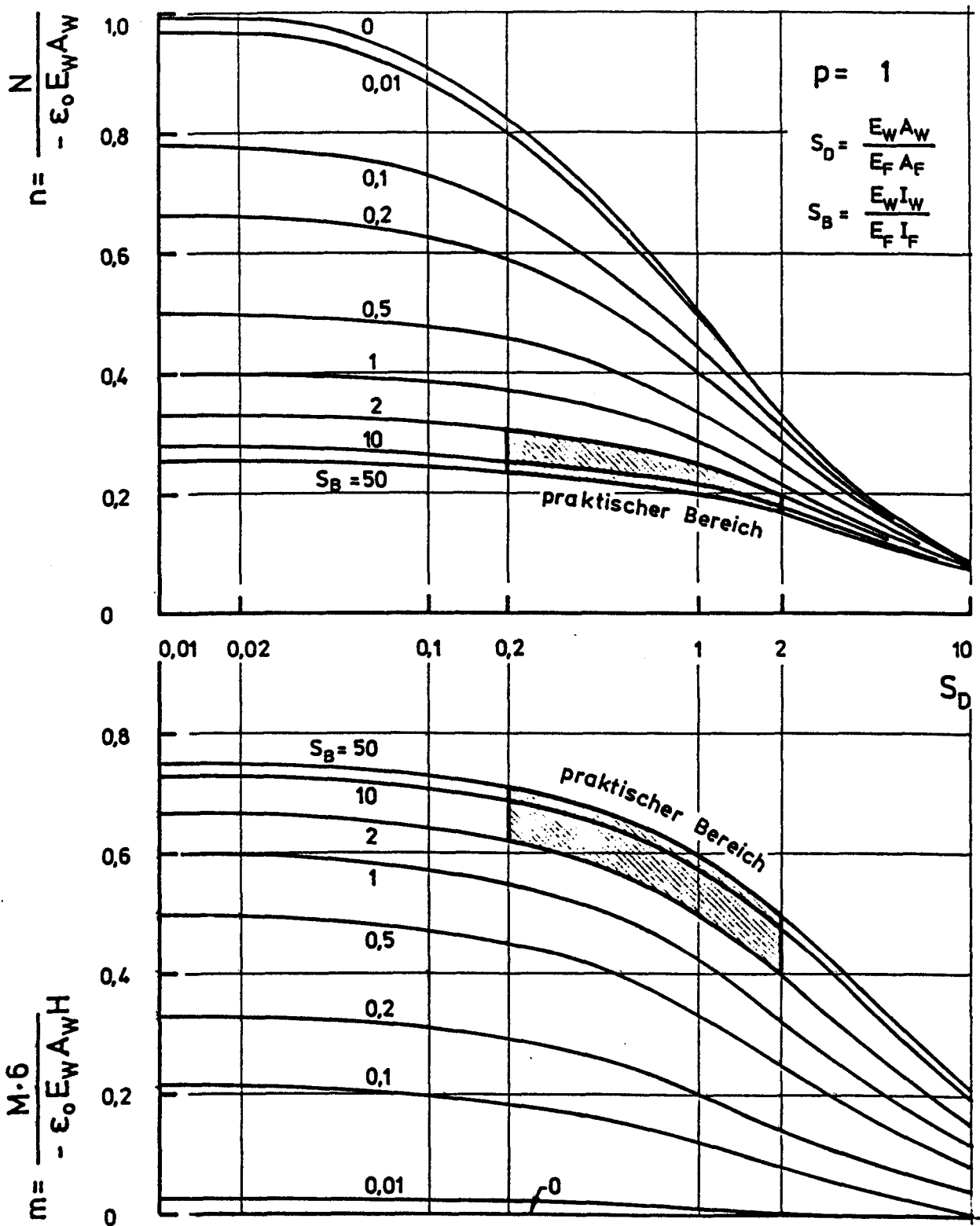


Abb. 2.9: Einfluß der Dehn- und Biegesteifigkeitswerte auf die Schnittkräfte nach Zweischichtentheorie im Zustand I

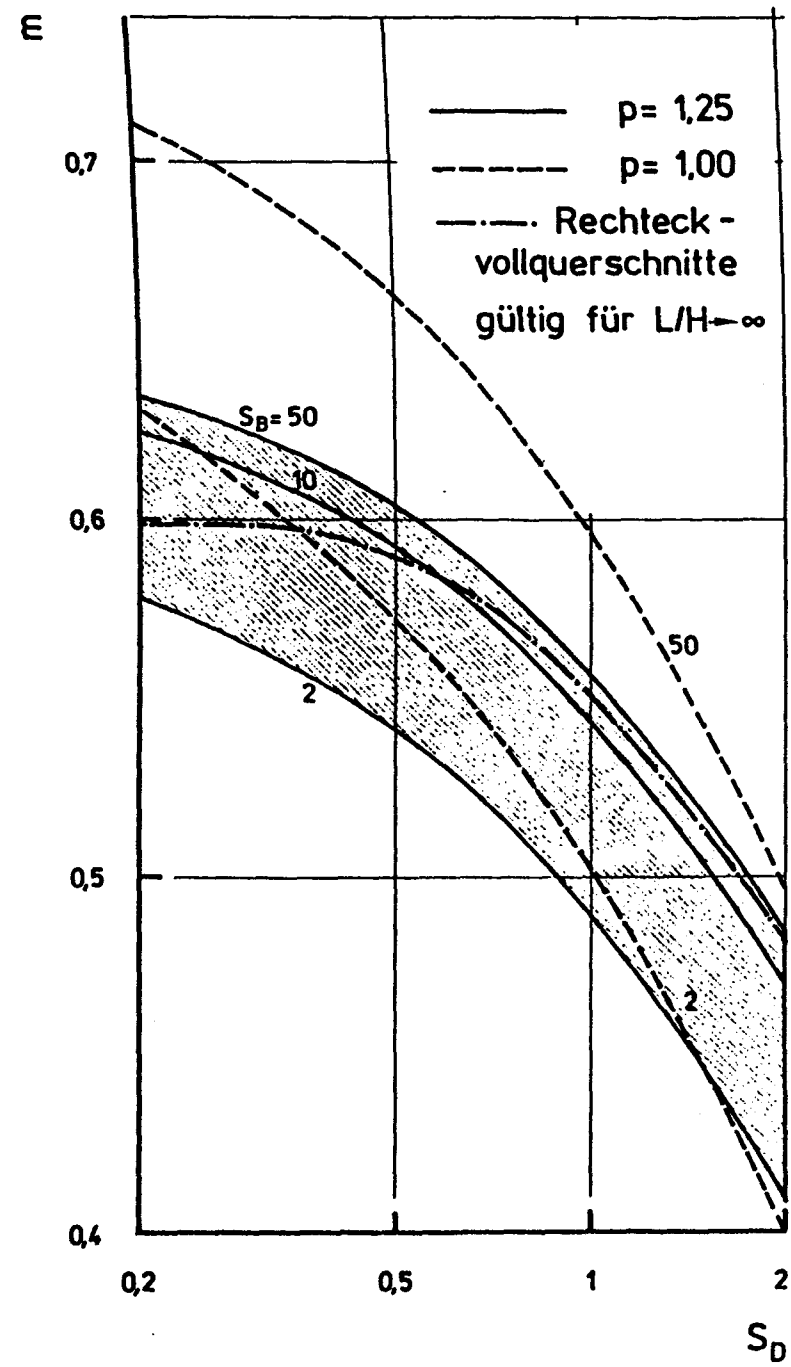
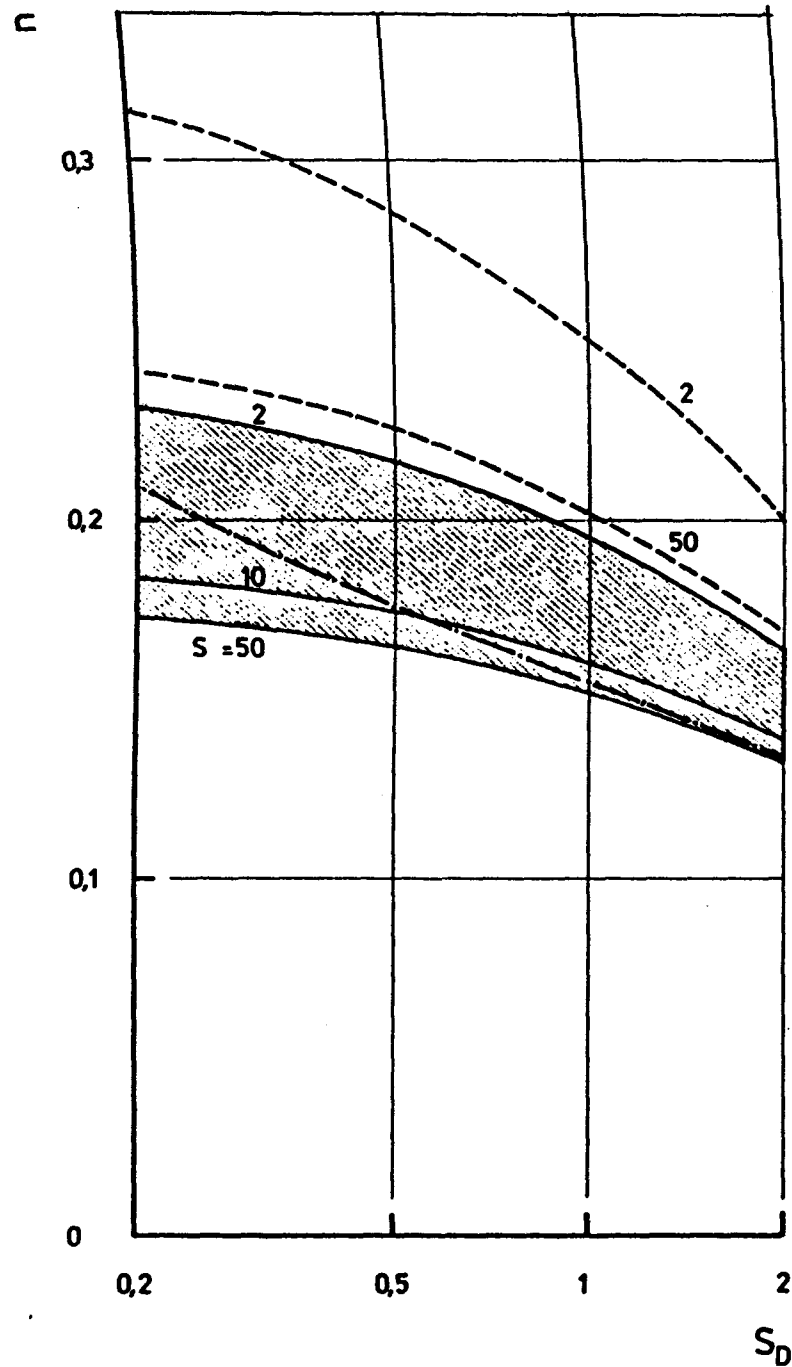


Abb. 2.10: Bezogene Normalkräfte und Momente für praxisnahe Steifigkeitsverhältnisse

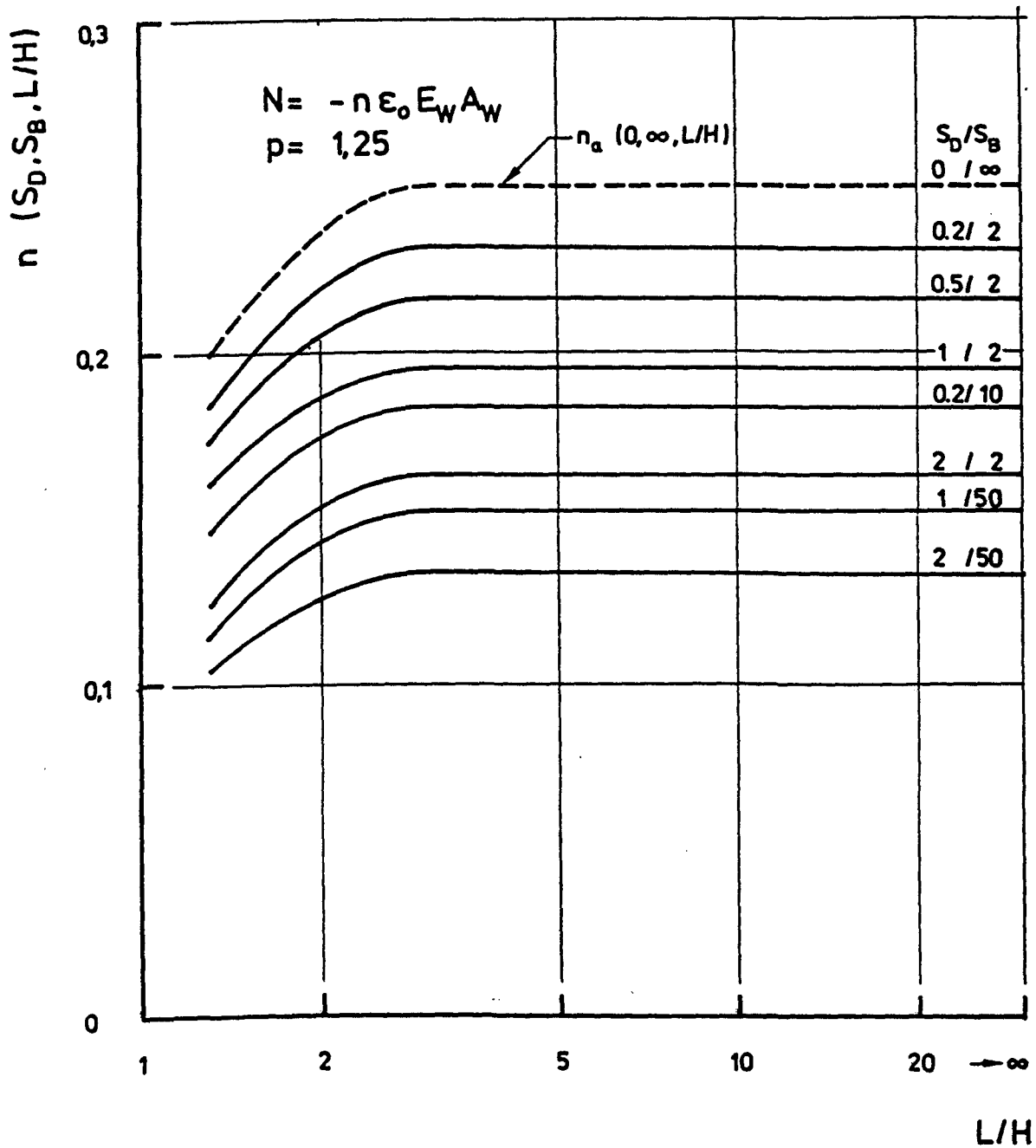


Abb. 2.11: Bezogene Normalkraft infolge Zwang abhängig von L/H für verschiedene Steifigkeitsverhältnisse, Rechnung nach Zweischichtentheorie

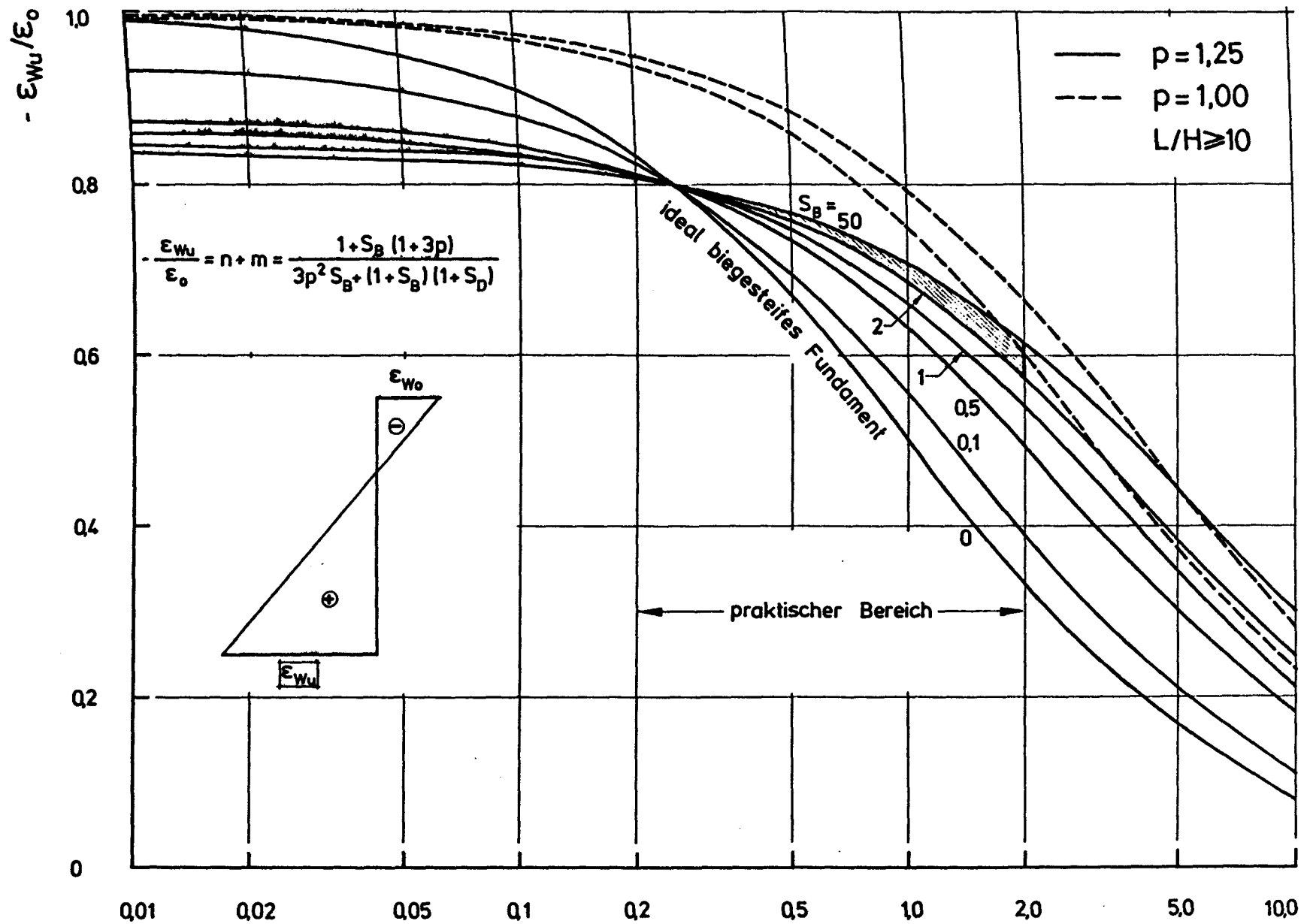


Abb. 2.12: Einfluß der Steifigkeitsverhältnisse auf die Dehnung des unteren Wandrandes

$$S_D = \frac{E_W A_W}{E_F A_F}$$

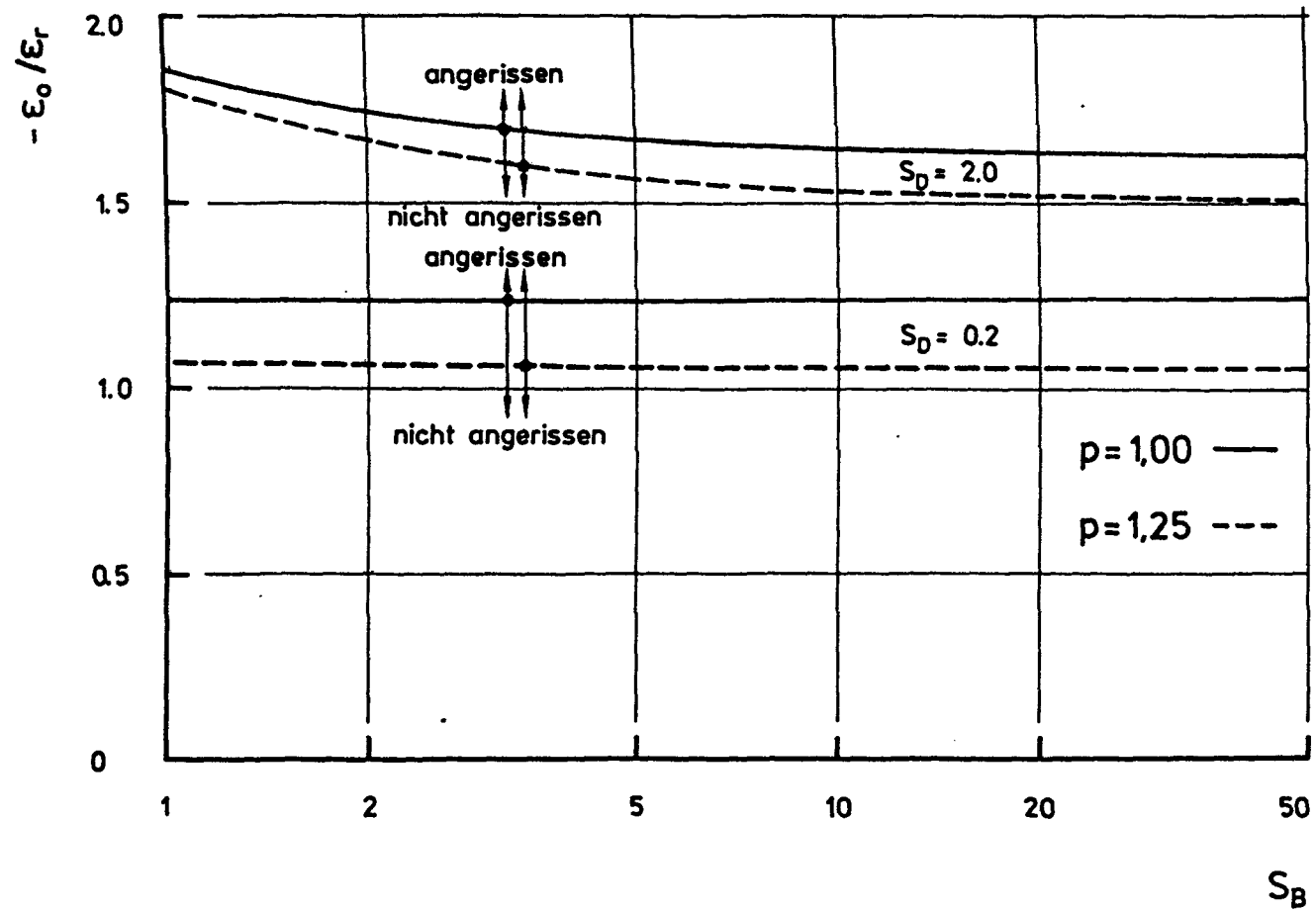


Abb. 2.13: Anrißbedingung

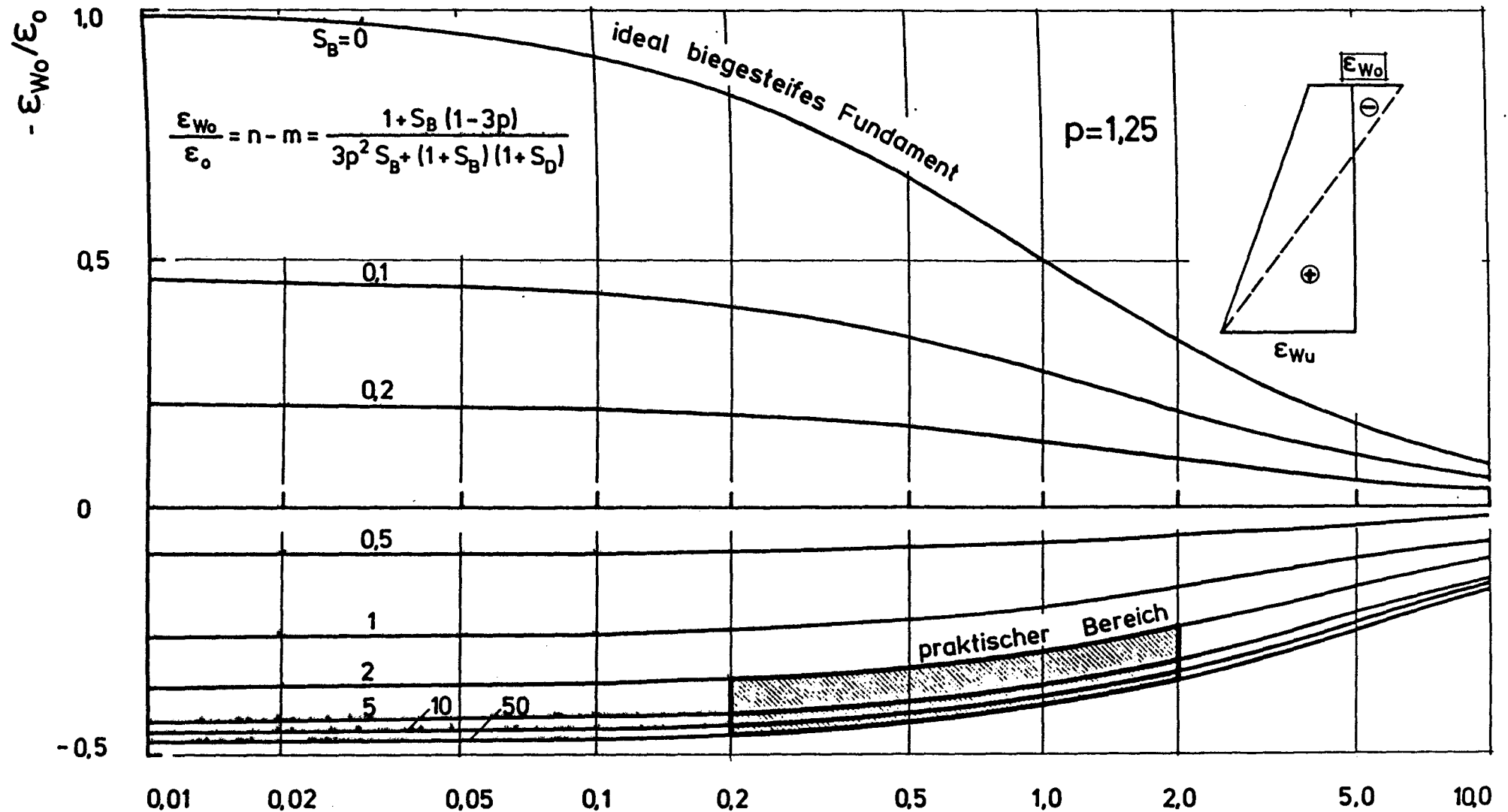


Abb. 2.14: Einfluß der Steifigkeitsverhältnisse auf die Dehnung des oberen Wandrandes

$$S_D = \frac{E_W A_W}{E_F A_F}$$

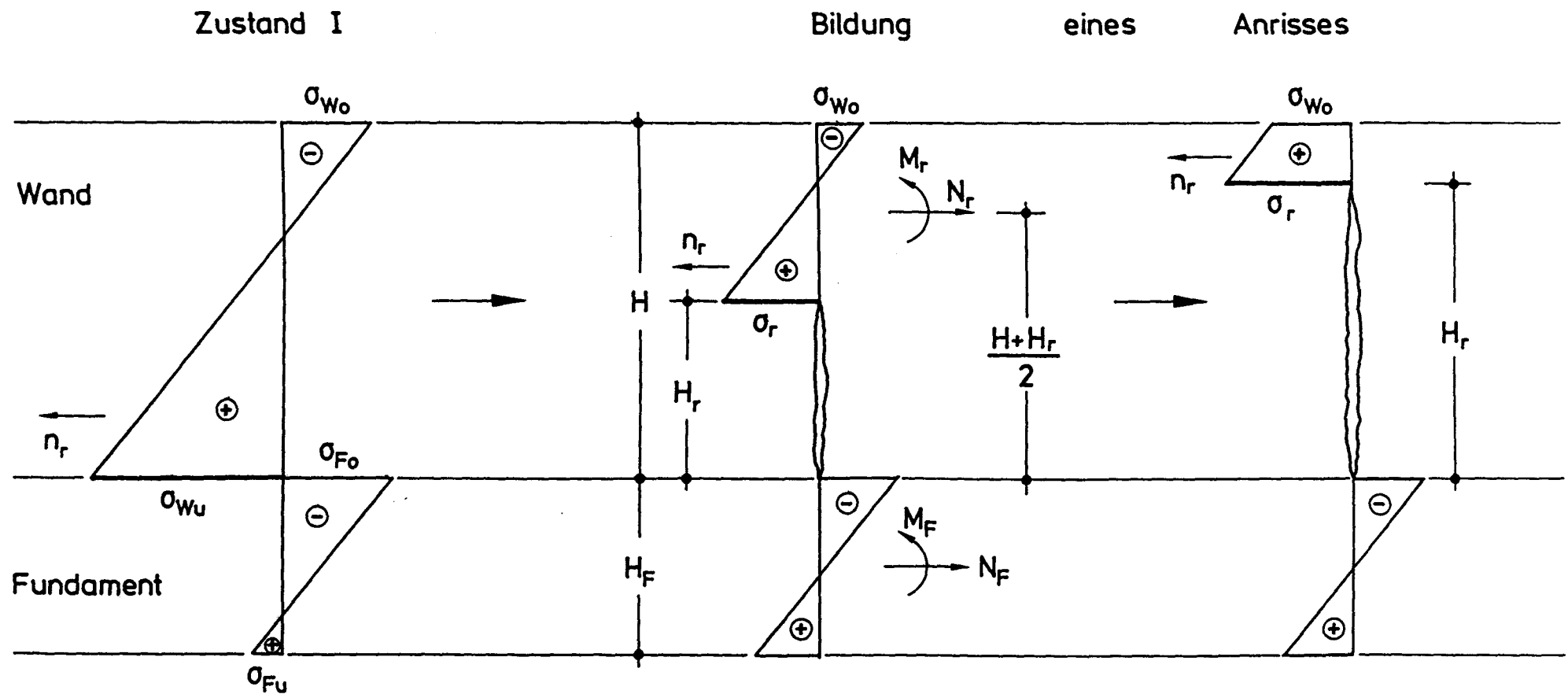


Abb. 2.15: Spannungen und Schnittkräfte bei fortschreitender Rißbildung

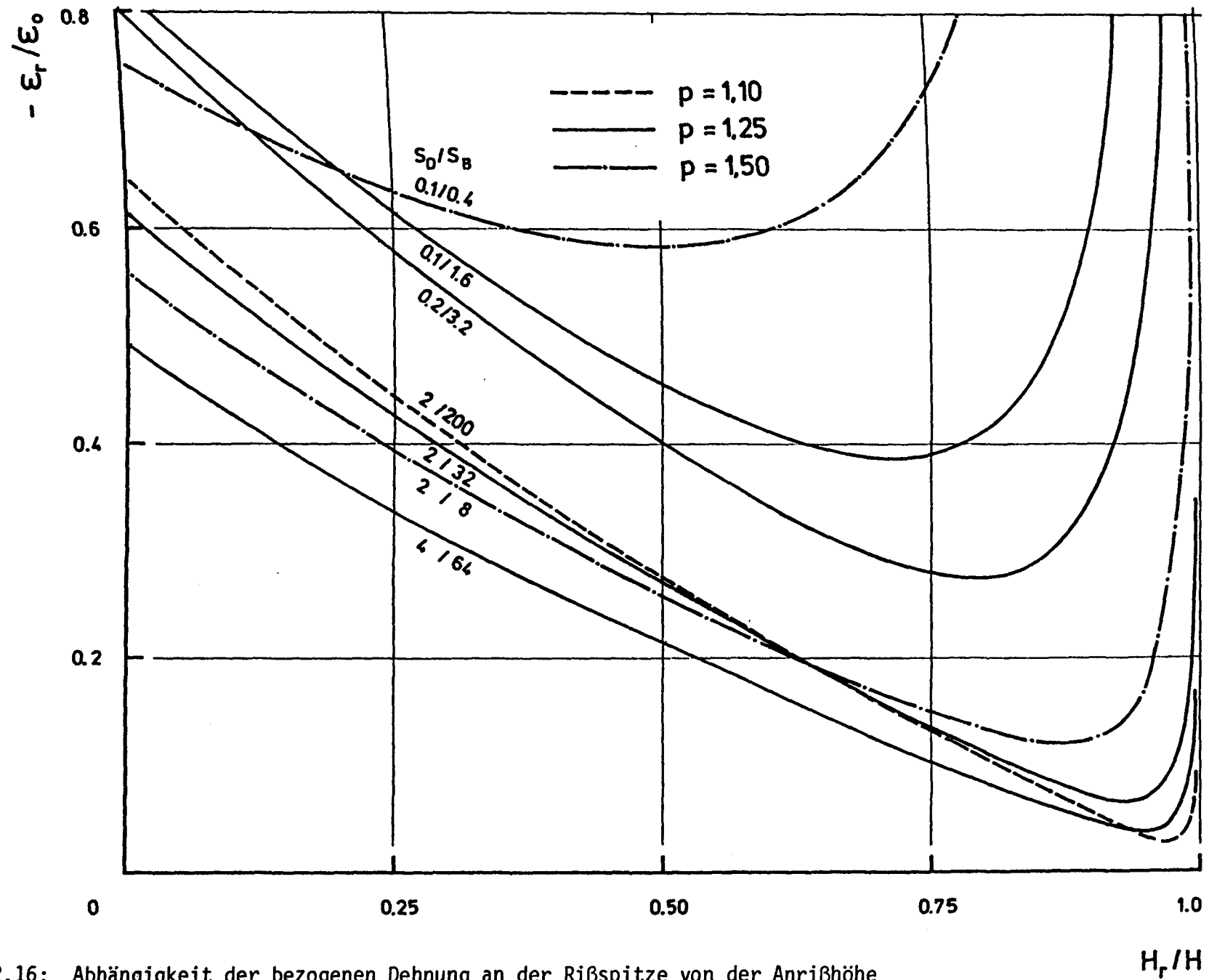


Abb. 2.16: Abhängigkeit der bezogenen Dehnung an der Rißspitze von der Anrißhöhe

H_r/H

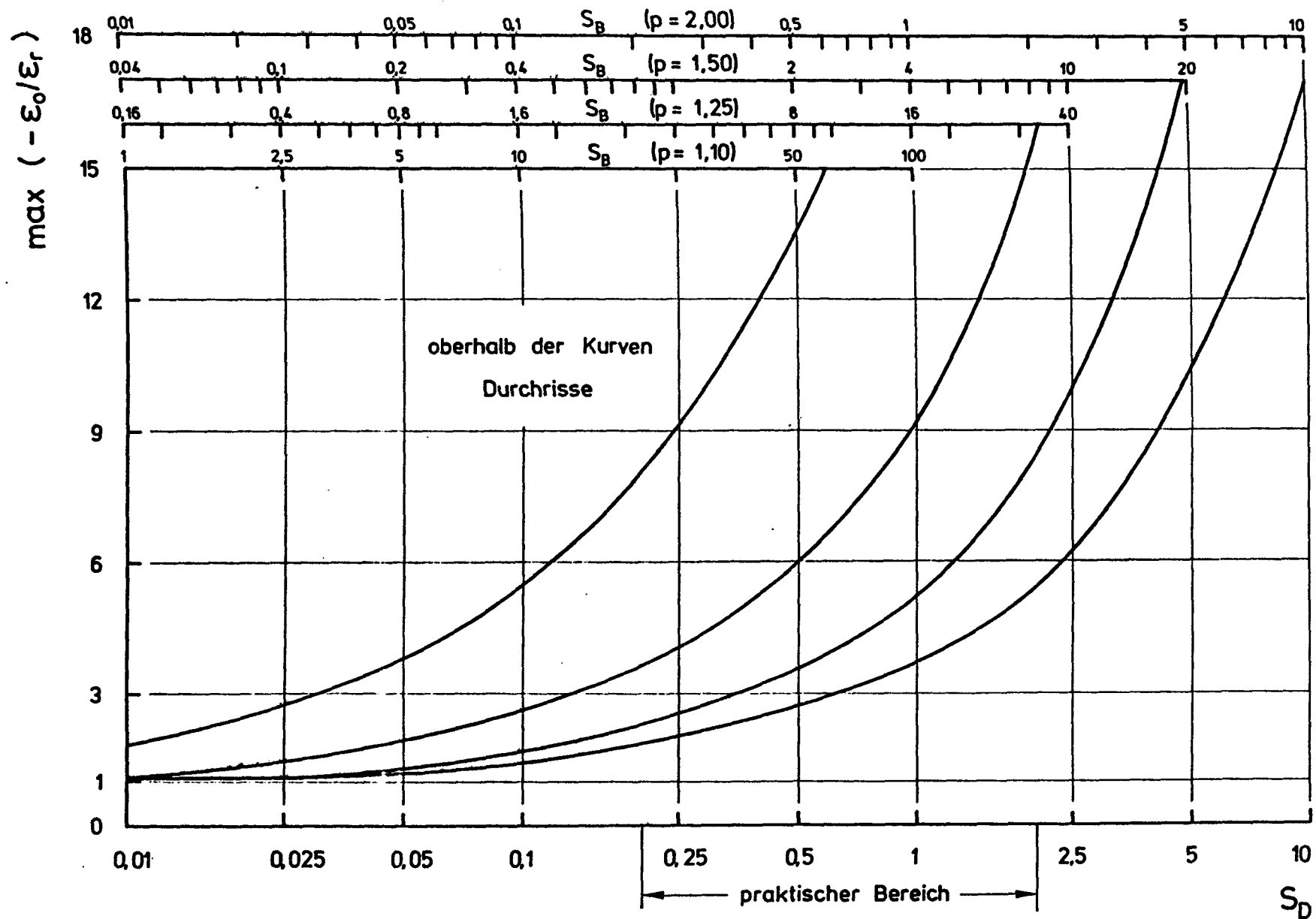


Abb. 2.17: Durchrißbedingung

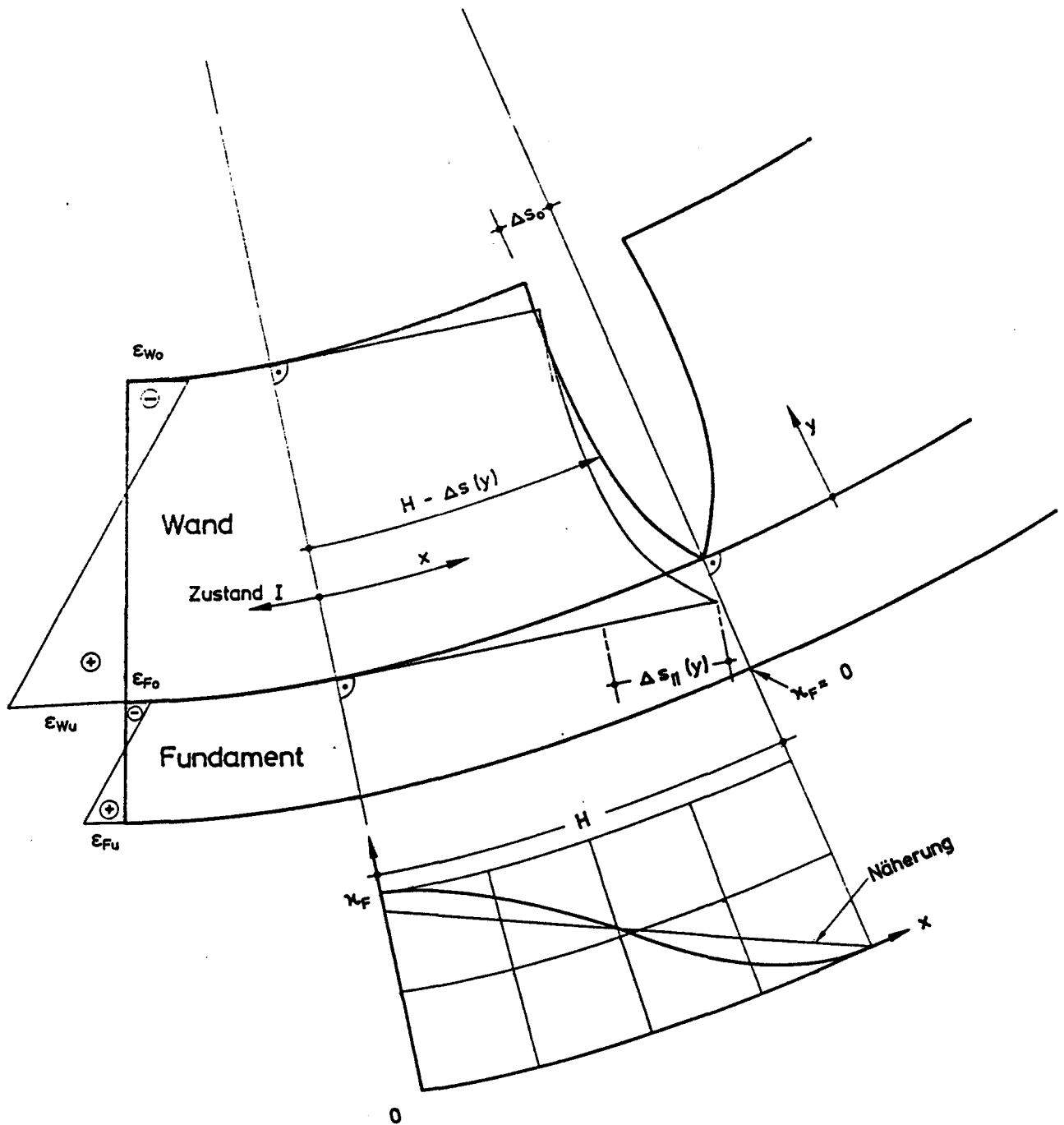
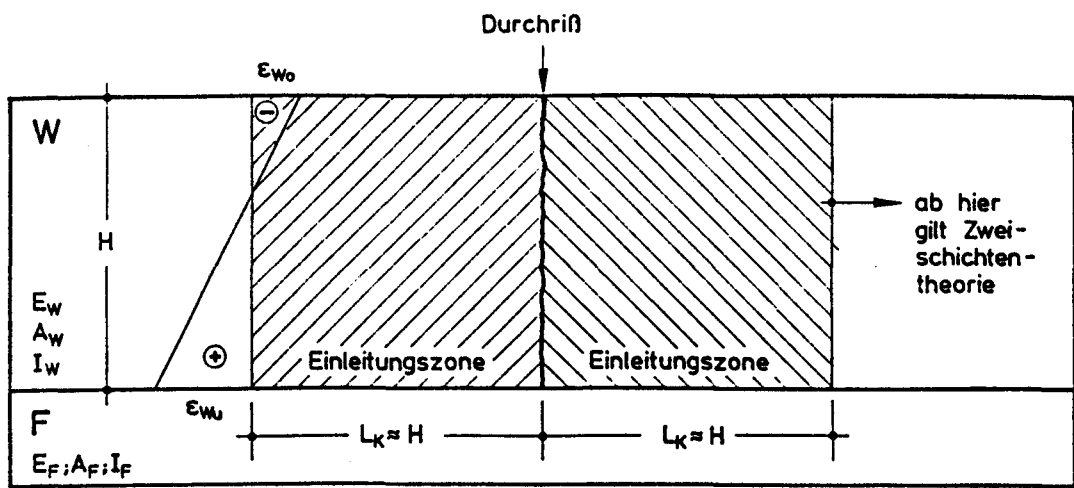


Abb. 2.18: Zusammenhang zwischen Fundamentkrümmung und Rißuferverschiebung

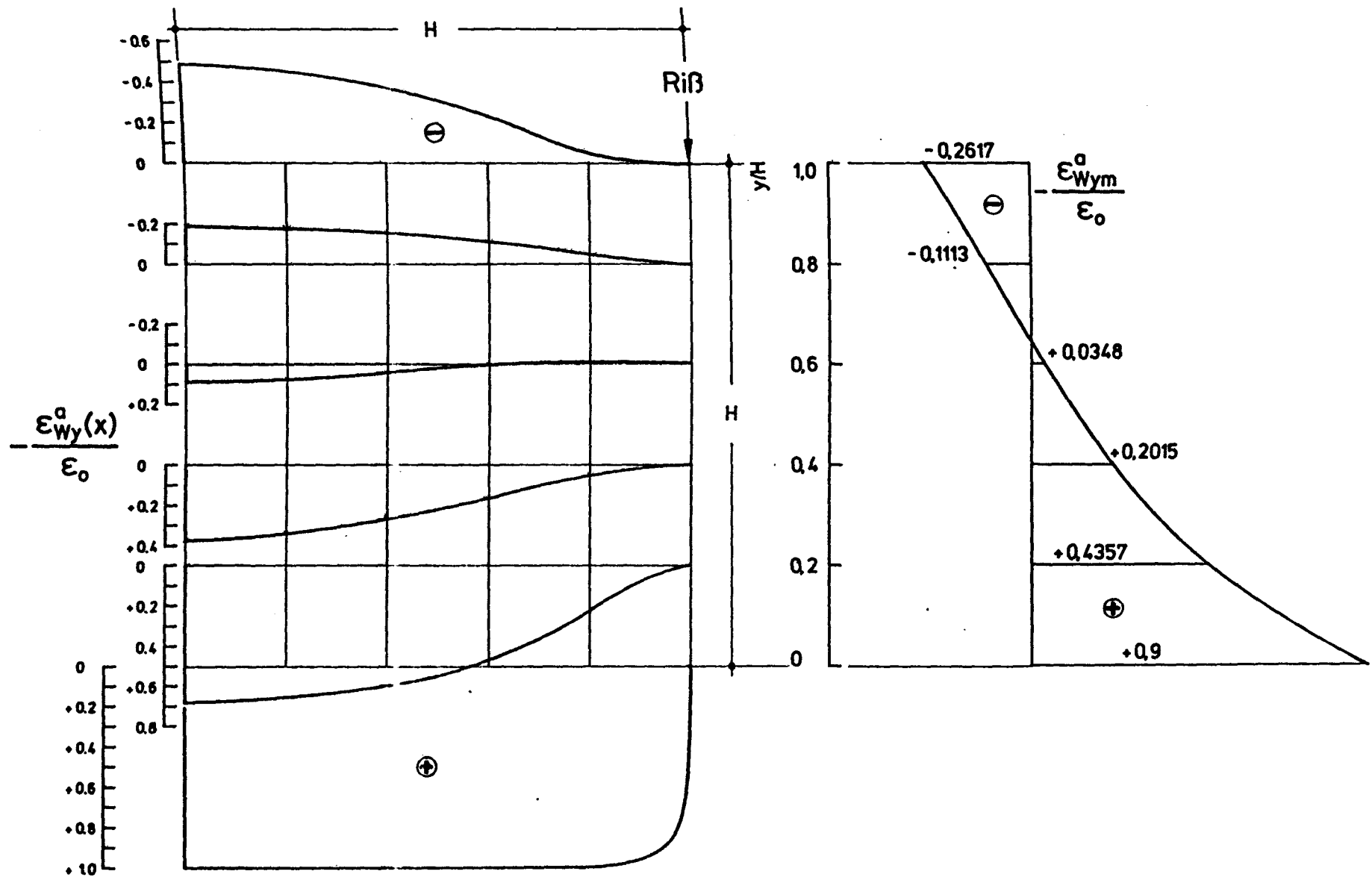
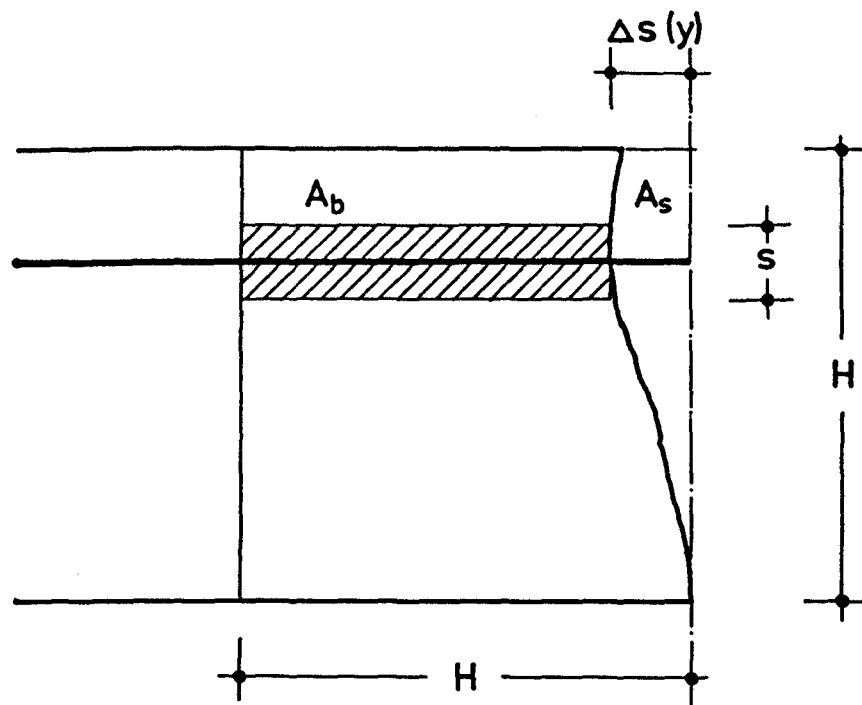


Abb. 2.19: Dehnungsverlauf in der Einleitungszone einer Wandscheibe nach Schleeh, Fall a



$$\sigma_{sr} - \sigma_{so} = 3(\sigma_{smE} - \sigma_{so})$$

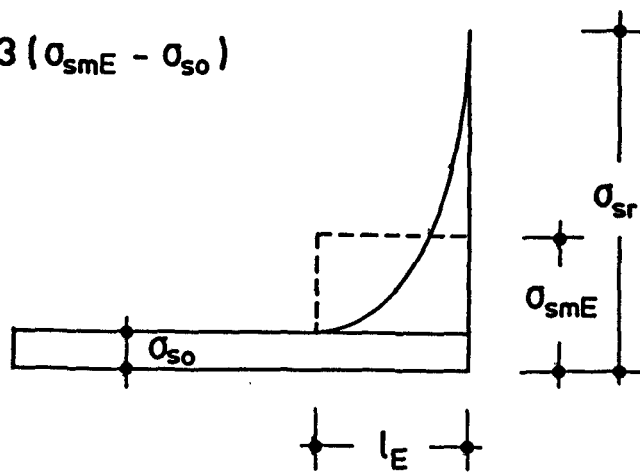


Abb. 2.20: Stahlspannungen in der Einleitungszone

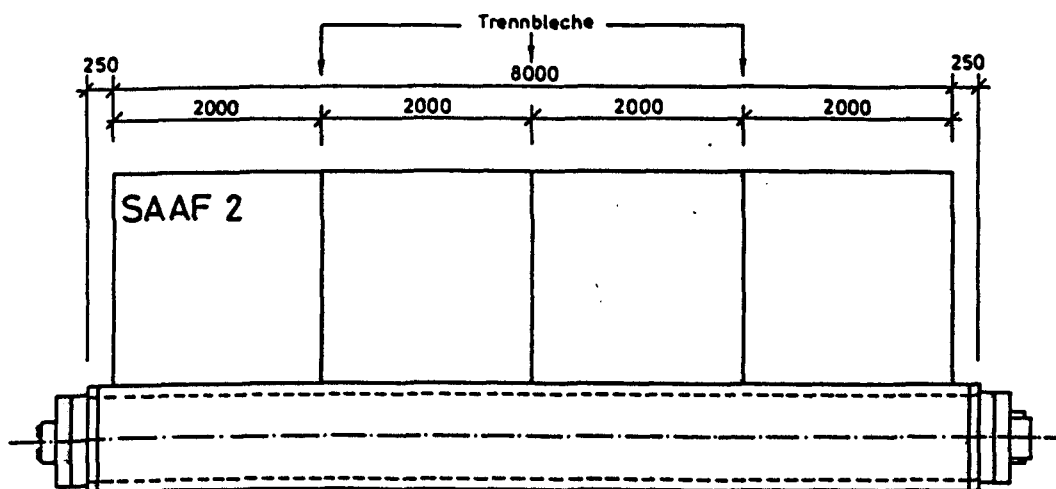
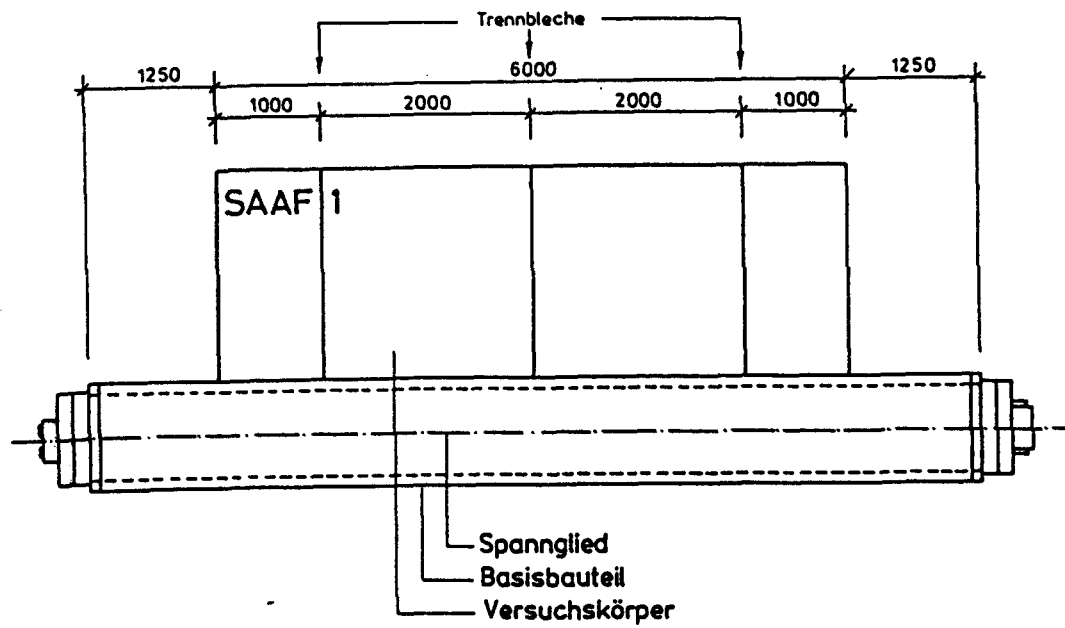


Abb. 3.1: Versuchsaufbau mit eingebautem Spannglied

Querschnitt ohne
Trennblech
 $A_b = 1920 \text{ cm}^2$
 $W_o = W_u = 25.600 \text{ cm}^3$
 $I = 1.024.000 \text{ cm}^4$

Querschnitt durch
Trennblech geschwächt
 $A_{br} = 1120 \text{ cm}^2$
 $W_{or} = W_{ur} = 14.933 \text{ cm}^3$
 $I_r = 597.333 \text{ cm}^4$

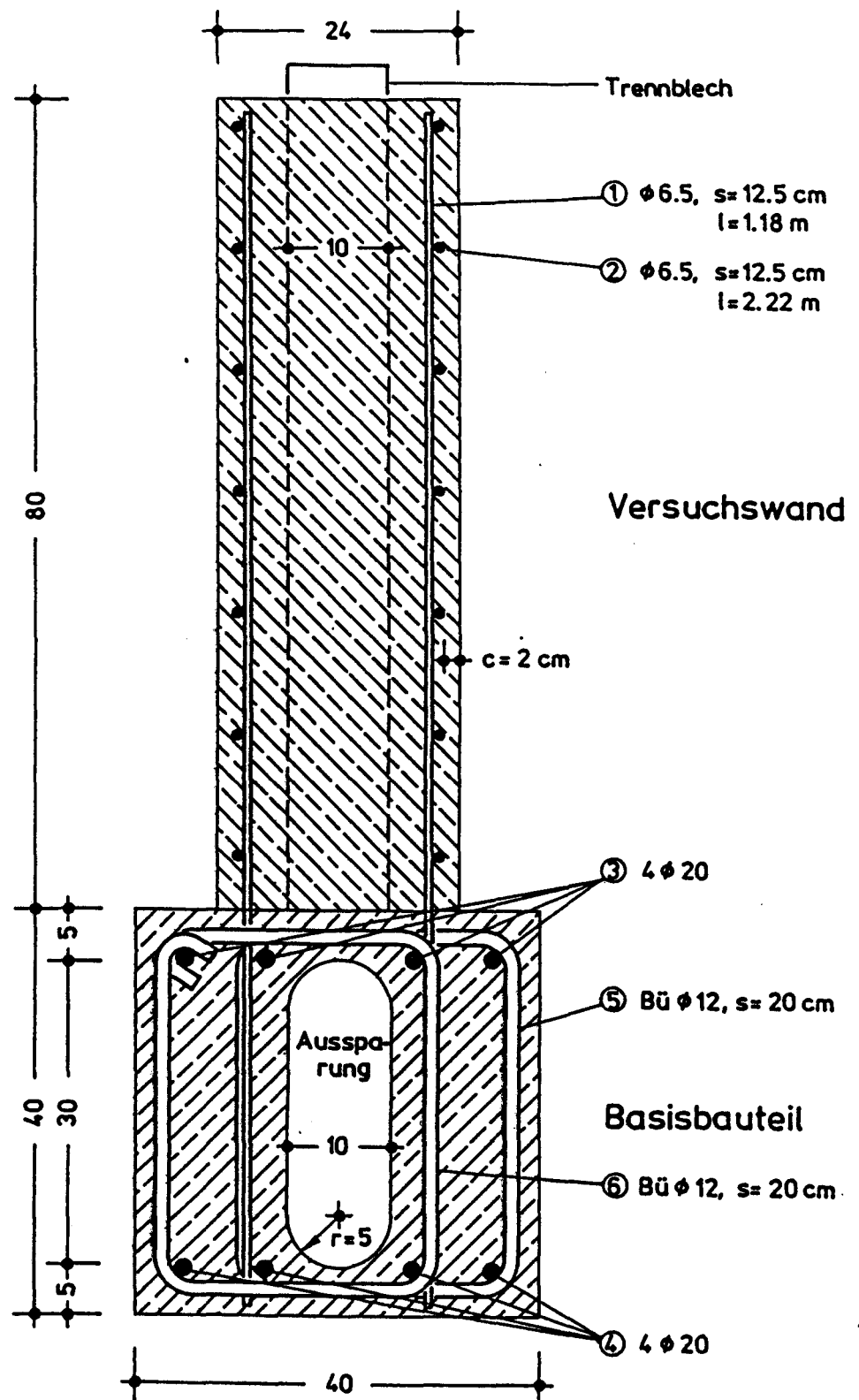


Abb. 3.2: Querschnitt durch Basisbauteil und aufbetonierter Wand

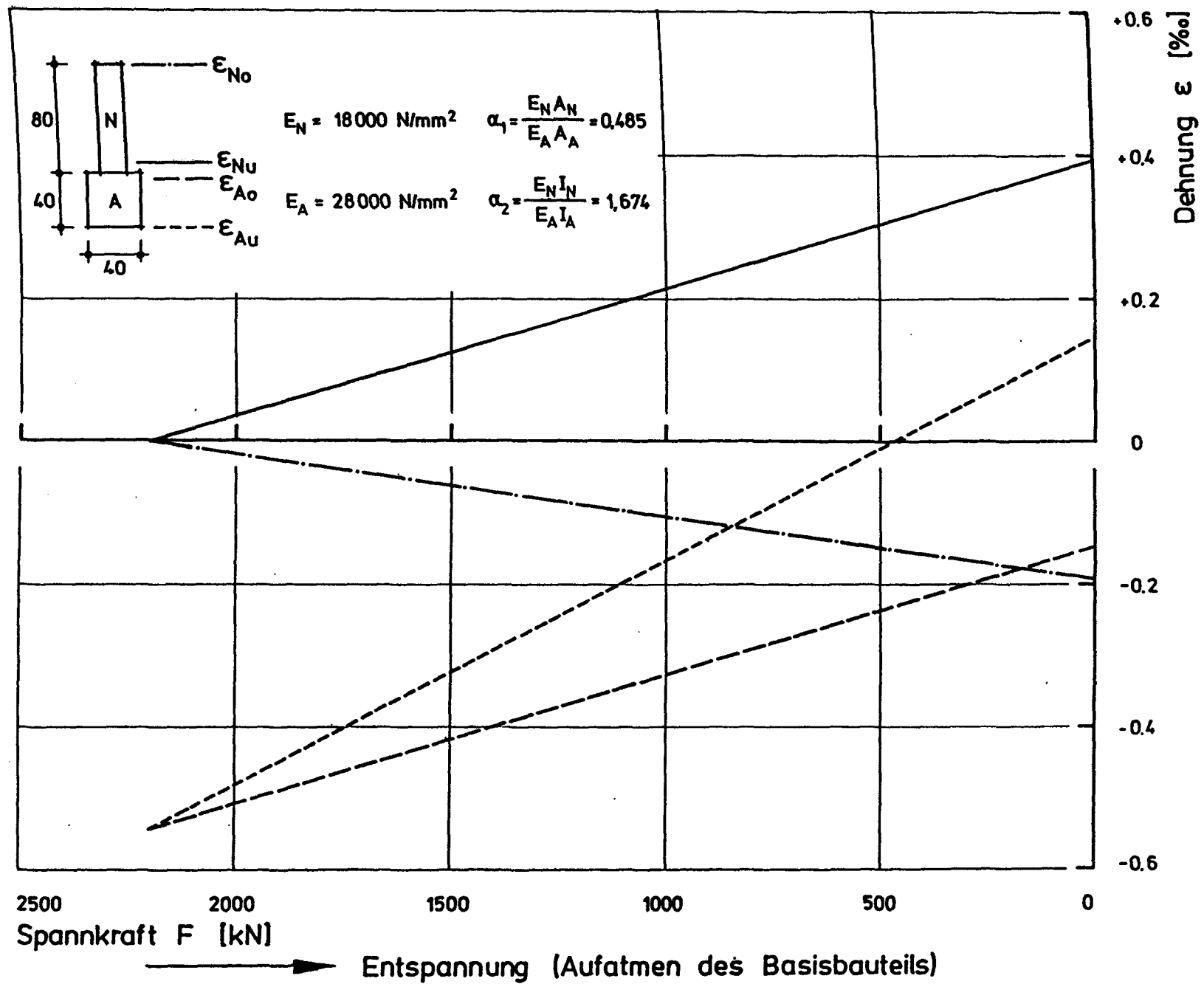


Abb. 3.3: Zwangdehnung im Zustand I

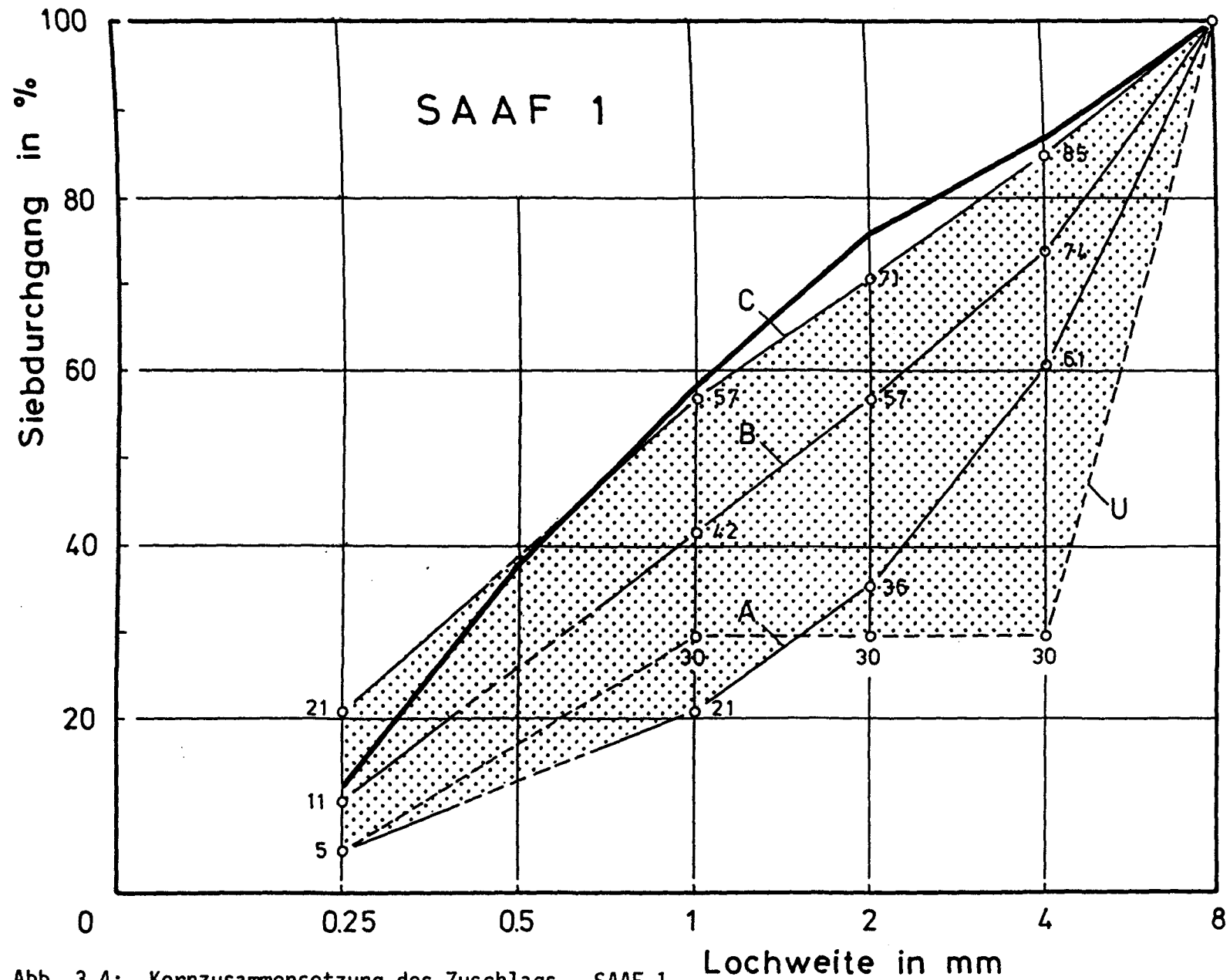


Abb. 3.4: Kornzusammensetzung des Zuschlags, SAAF 1

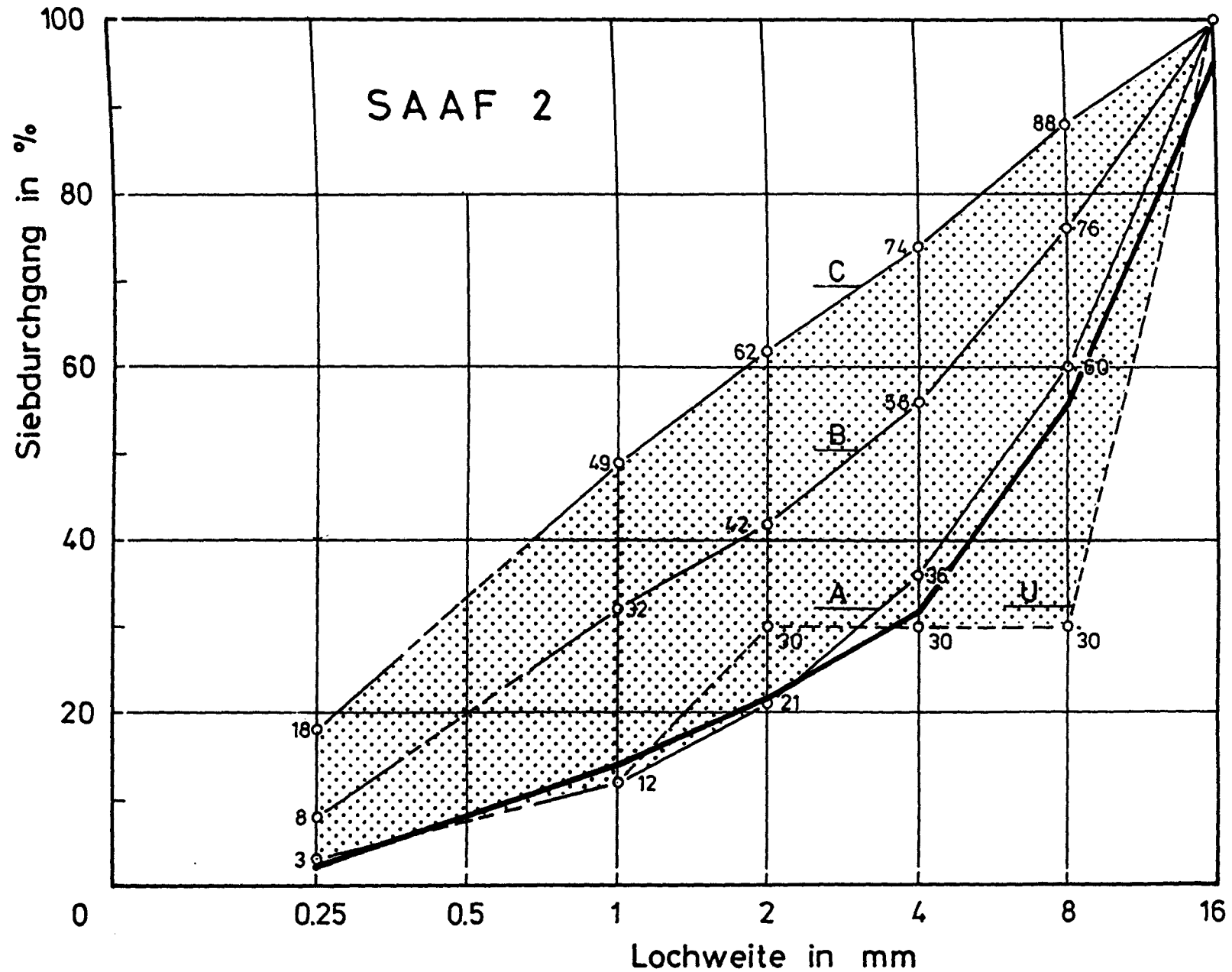


Abb. 3.5: Kornzusammensetzung des Zuschlags, SAAF 2

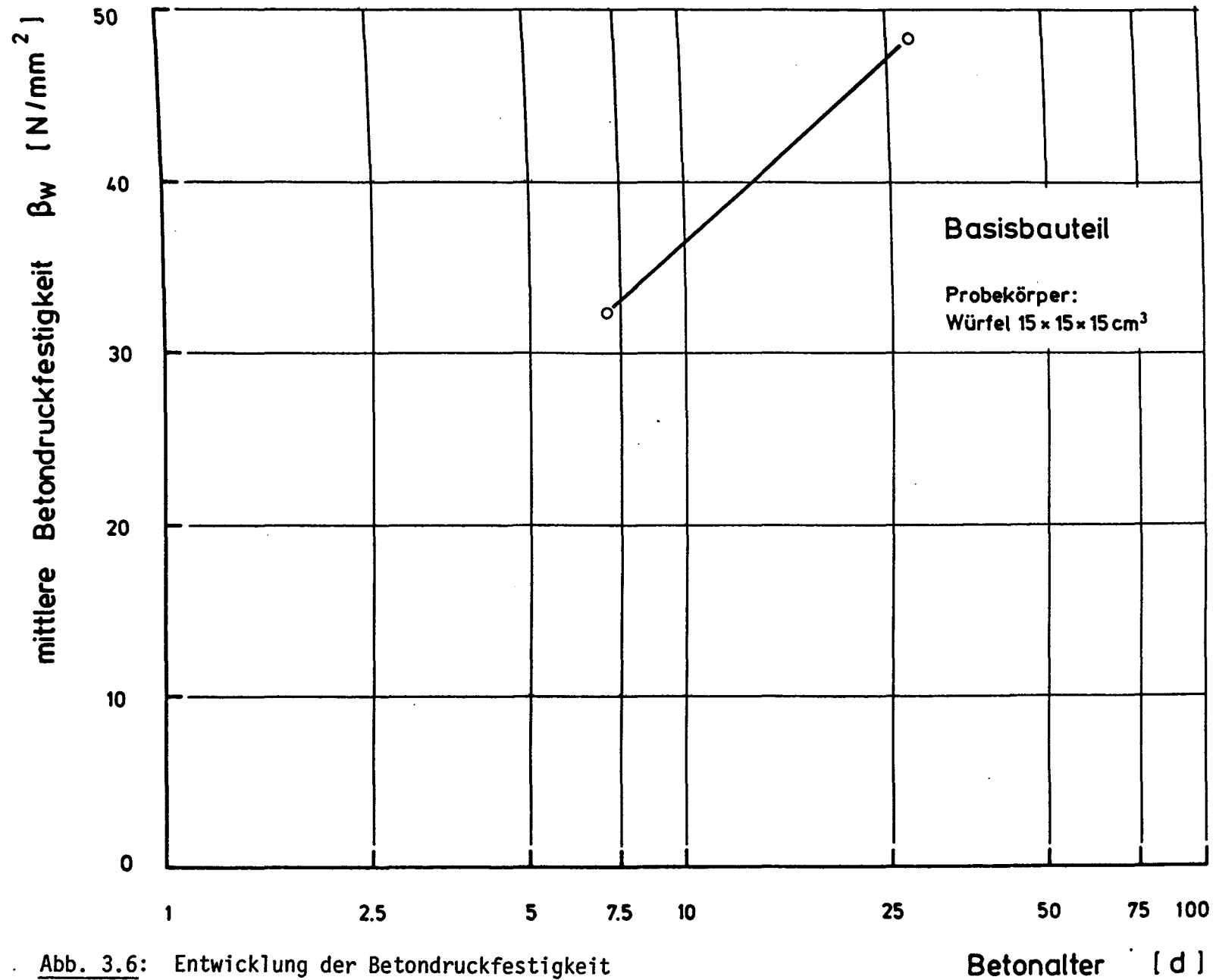


Abb. 3.6: Entwicklung der Betondruckfestigkeit

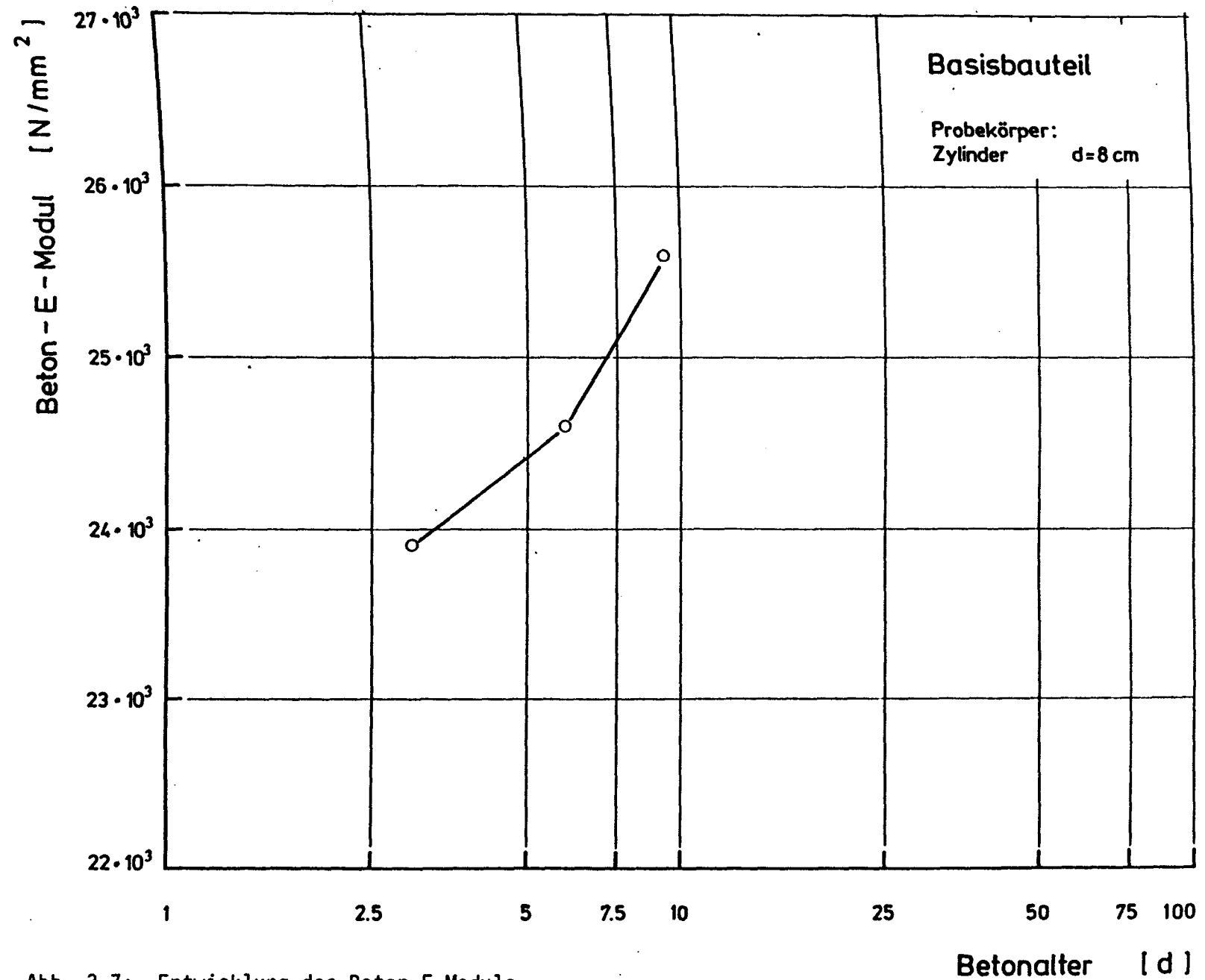


Abb. 3.7: Entwicklung des Beton-E-Moduls

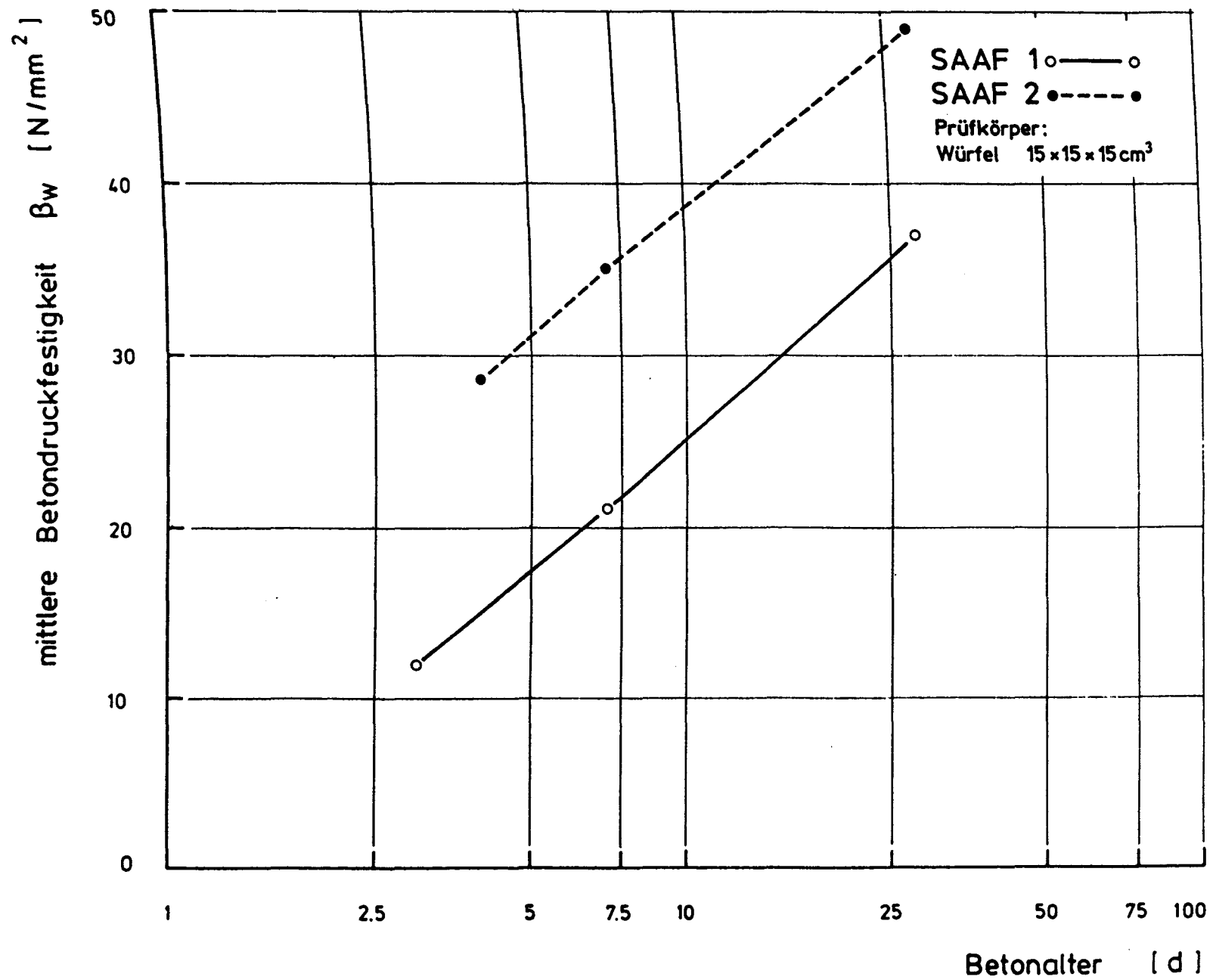


Abb. 3.8: Entwicklung der Betondruckfestigkeit

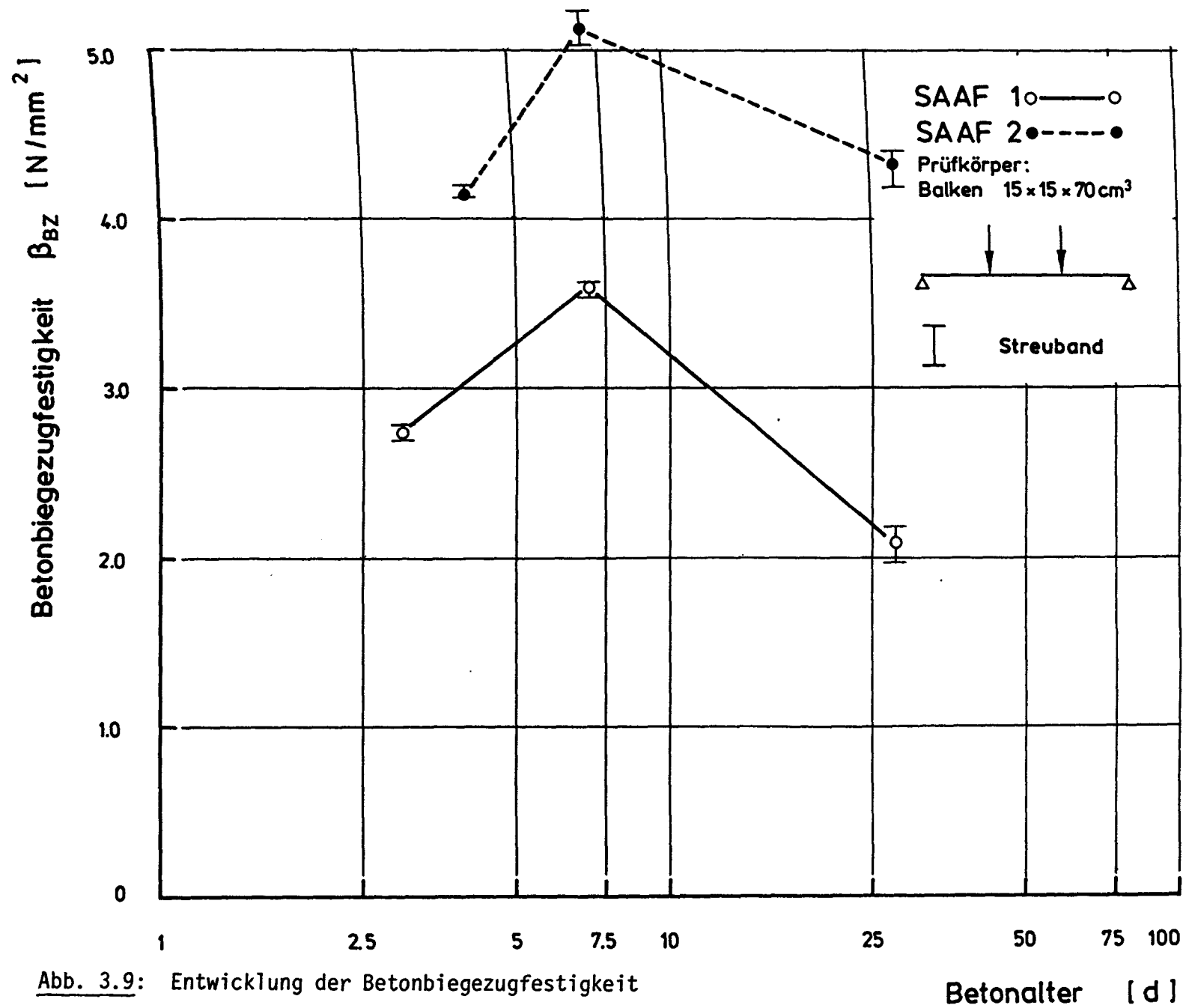


Abb. 3.9: Entwicklung der Betonbiegezugfestigkeit

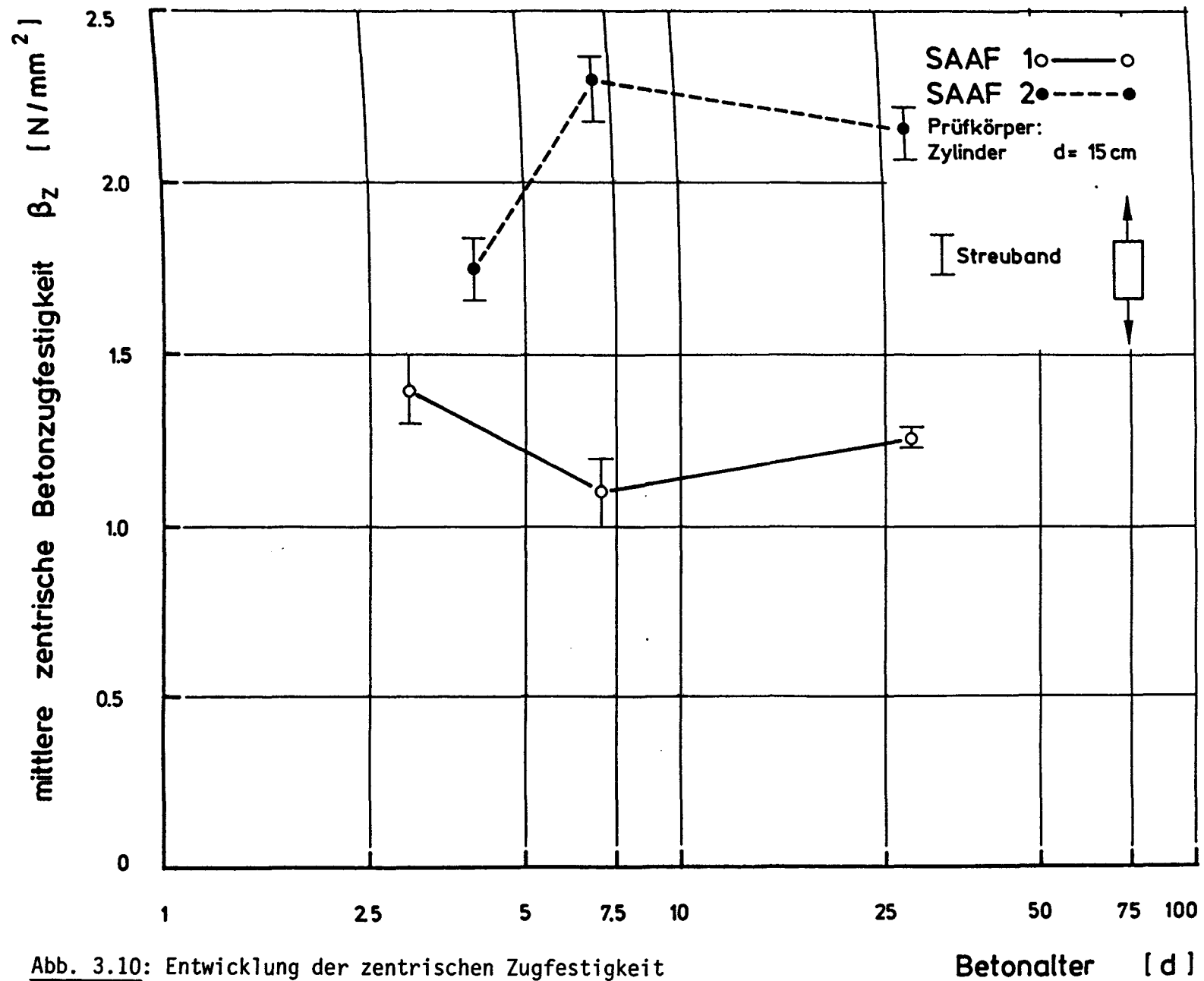


Abb. 3.10: Entwicklung der zentrischen Zugfestigkeit

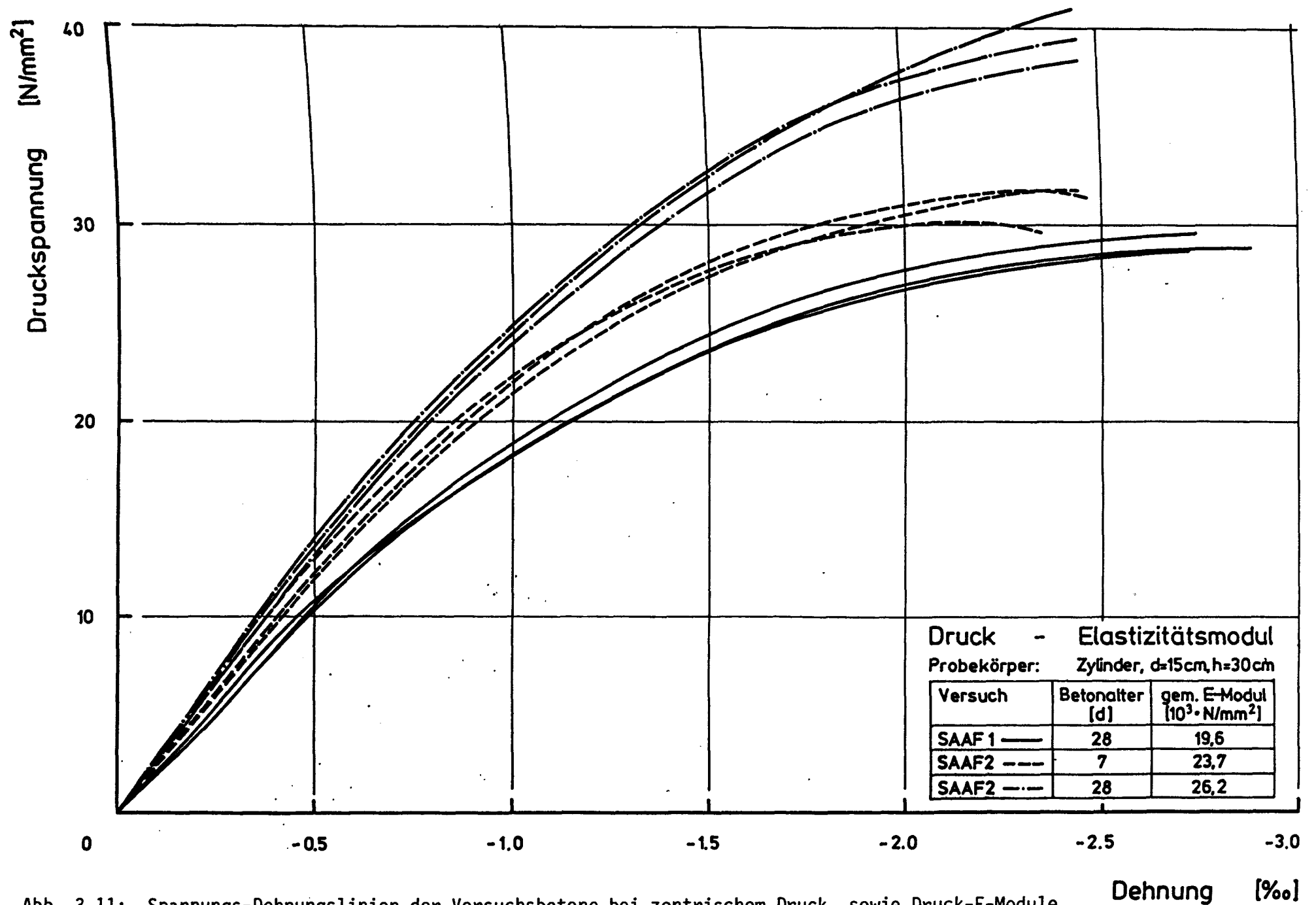


Abb. 3.11: Spannungs-Dehnungslinien der Versuchsbetone bei zentrischem Druck, sowie Druck-E-Module

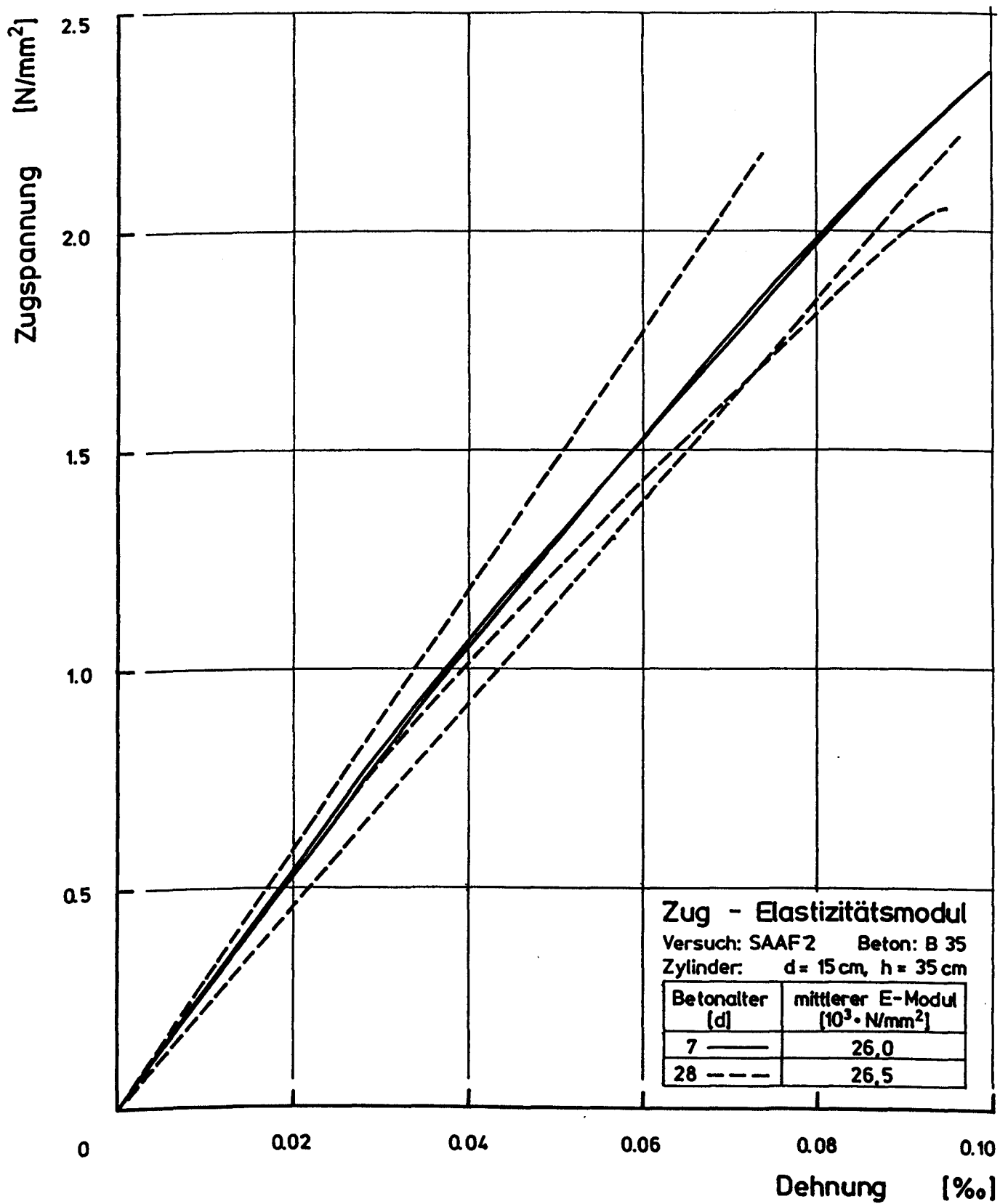
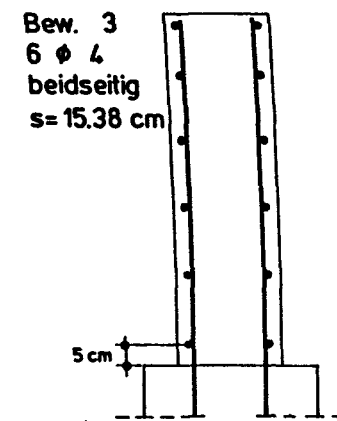
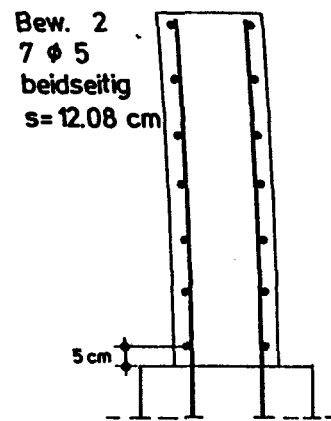
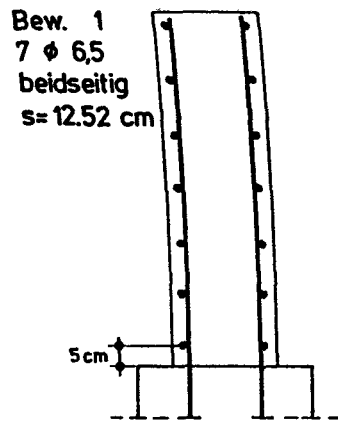


Abb. 3.12: Spannungs-Dehnungslinien der Versuchsbetone bei zentrischem Zug, sowie Zug-E-Module



SAAF 1
BSt 500/550 RU
c= 2 cm

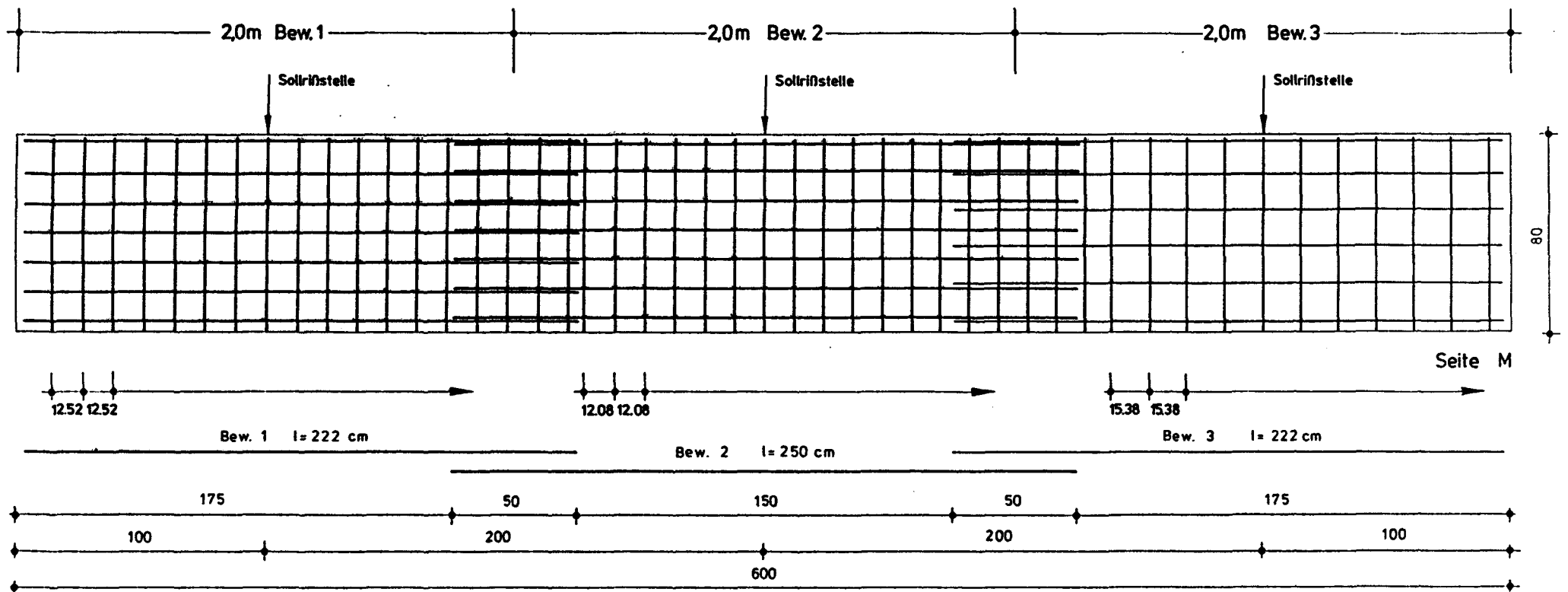
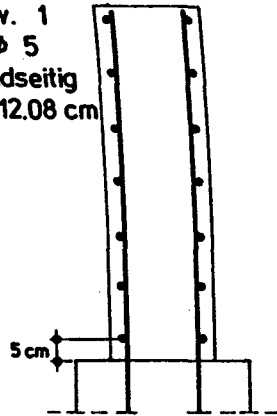
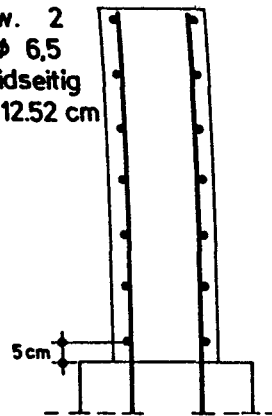


Abb. 3.13: Bewehrungsplan SAAF 1

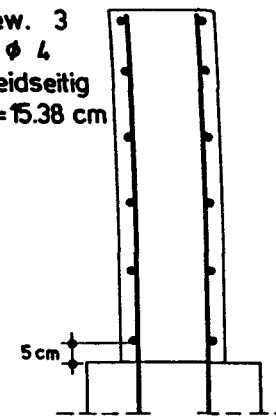
Bew. 1
7 ϕ 5
beidseitig
s=12.08 cm



Bew. 2
7 ϕ 6,5
beidseitig
s=12.52 cm



Bew. 3
6 ϕ 4
beidseitig
s=15.38 cm



SAAF 2
BSI 500/550 RU
c = 2 cm

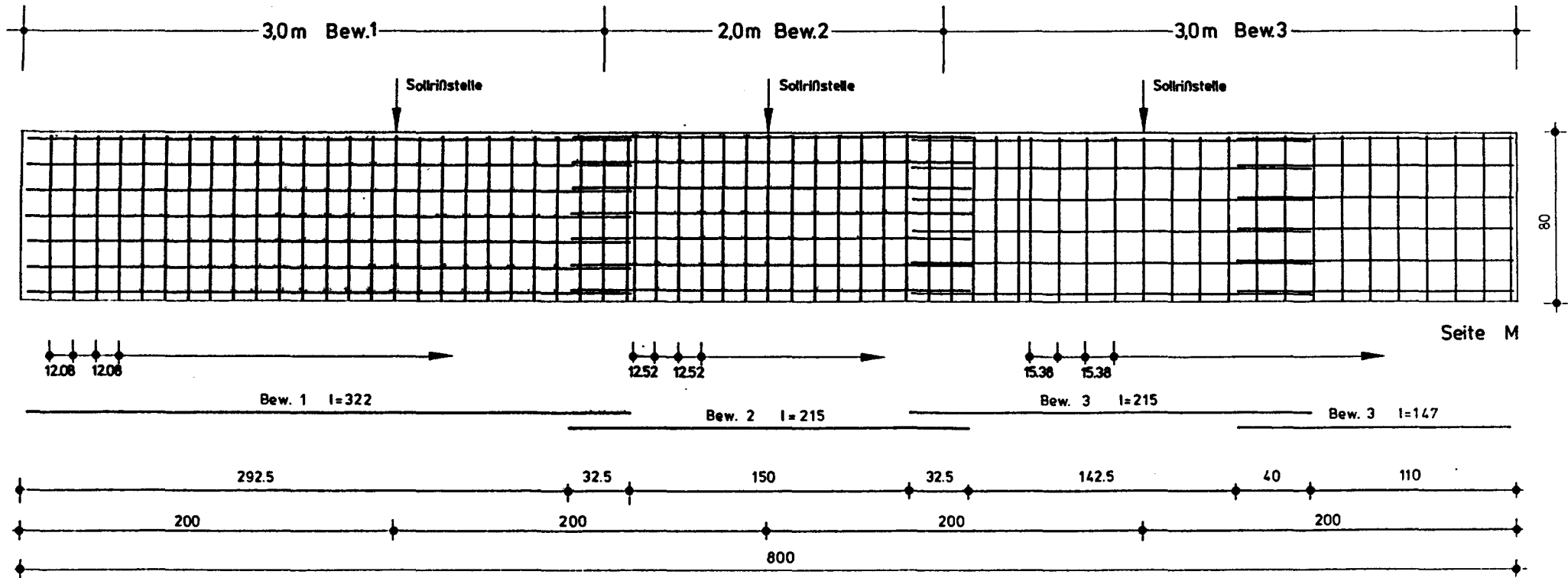


Abb. 3.14: Bewehrungsplan SAAF 2

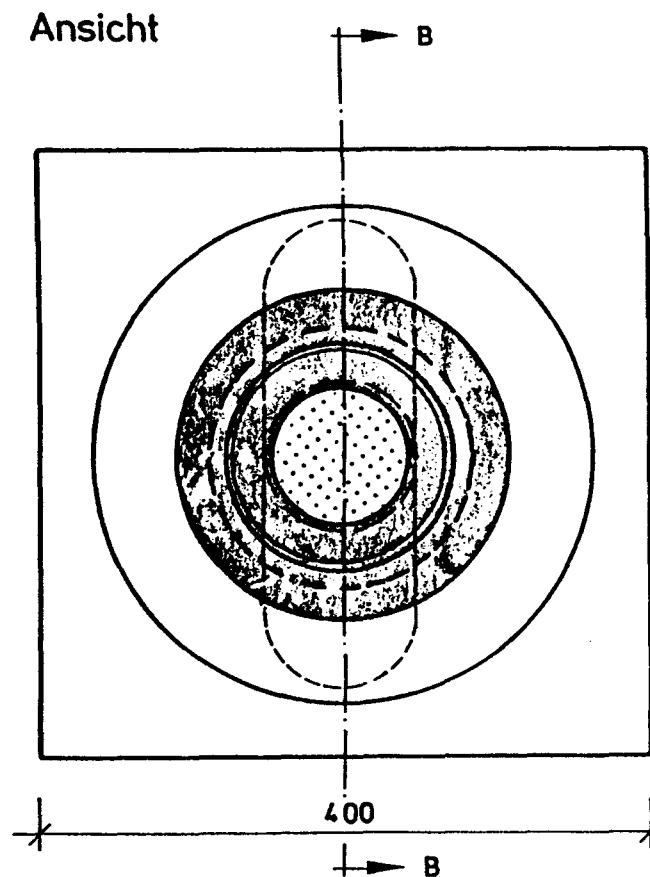
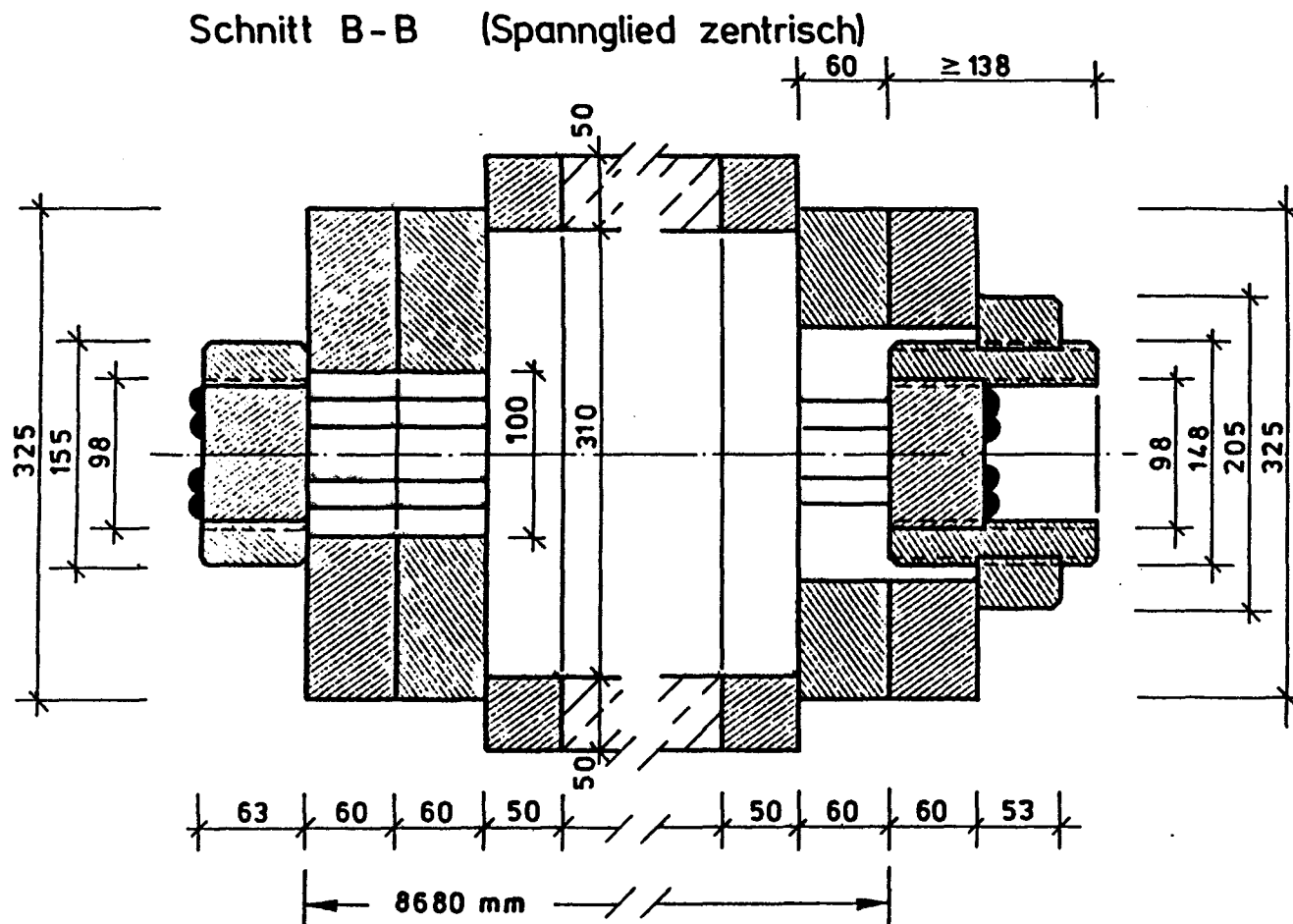


Abb. 3.17: Anordnung der Spanngliedverankerungen

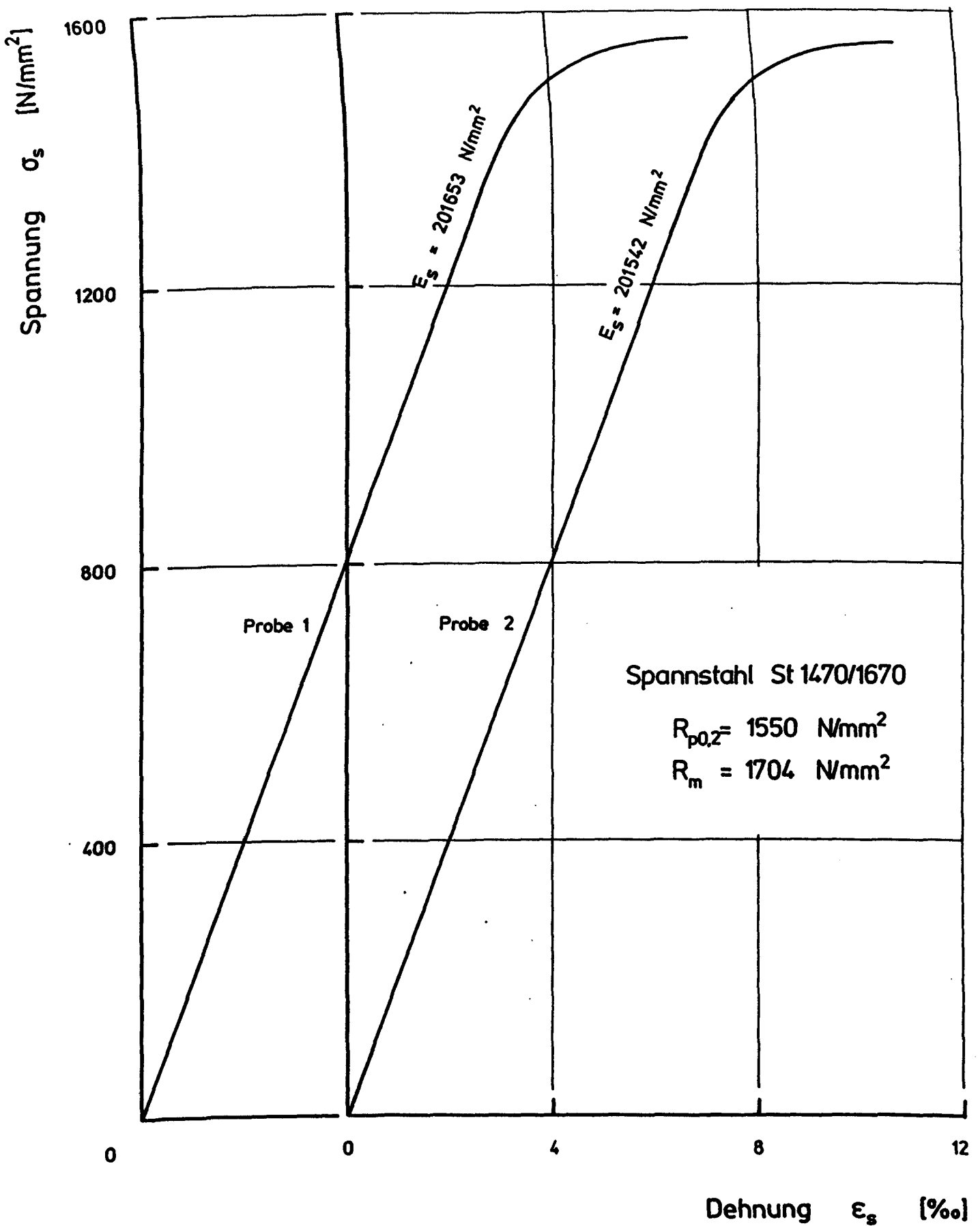
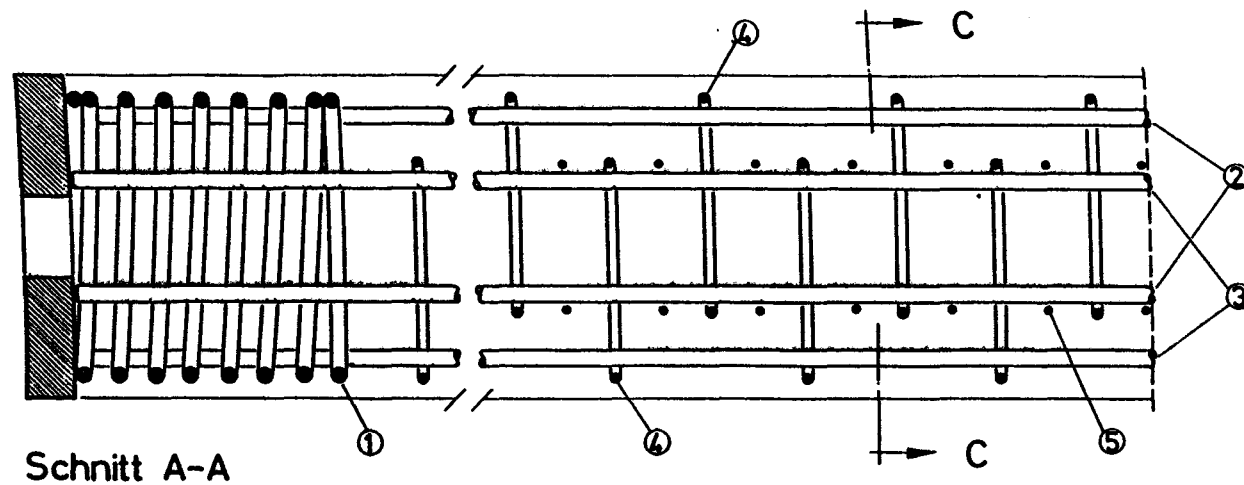


Abb. 3.15: Spannungs-Dehnungslinien zweier Stahlproben



- 1 Wendel $\phi 18$ mm
- 2 4 $\phi 20$ mm
- 3 4 $\phi 20$ mm
- 4 Bügel $\phi 12$ mm,
 $s_{bu} = 12,5; 12,1; 15,4$ cm
- 5 Anschlußbewehrung für Wand
 $\phi 4$ mm, 5 mm, 6,5 mm

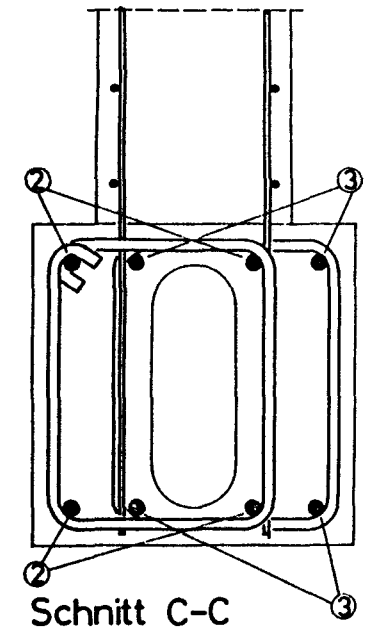
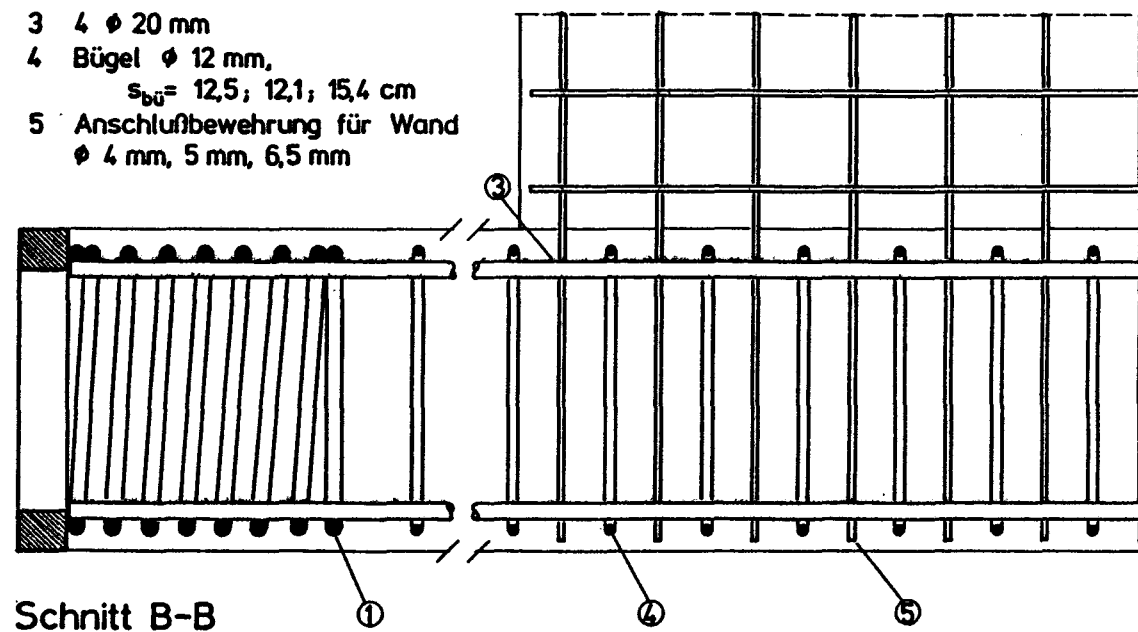
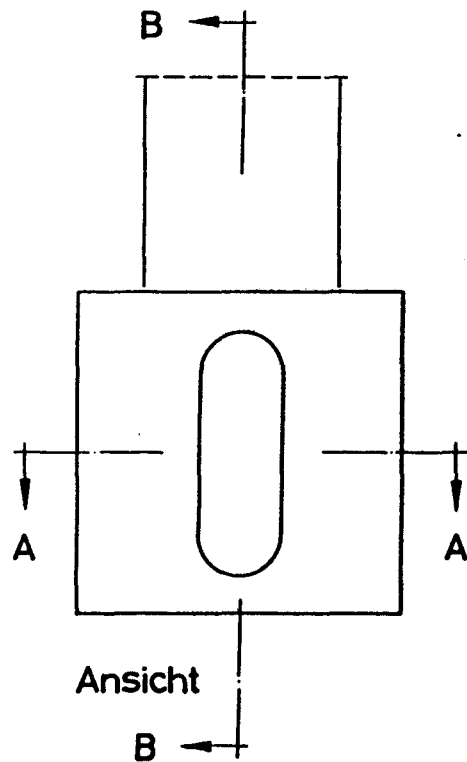


Abb. 3.16: Bewehrung des Basisbauteils

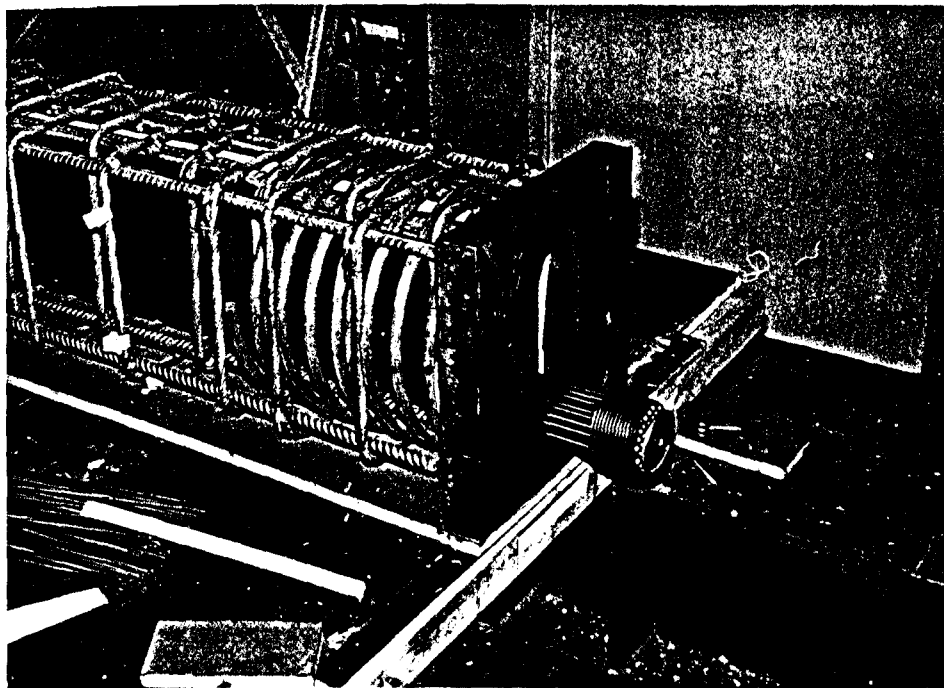
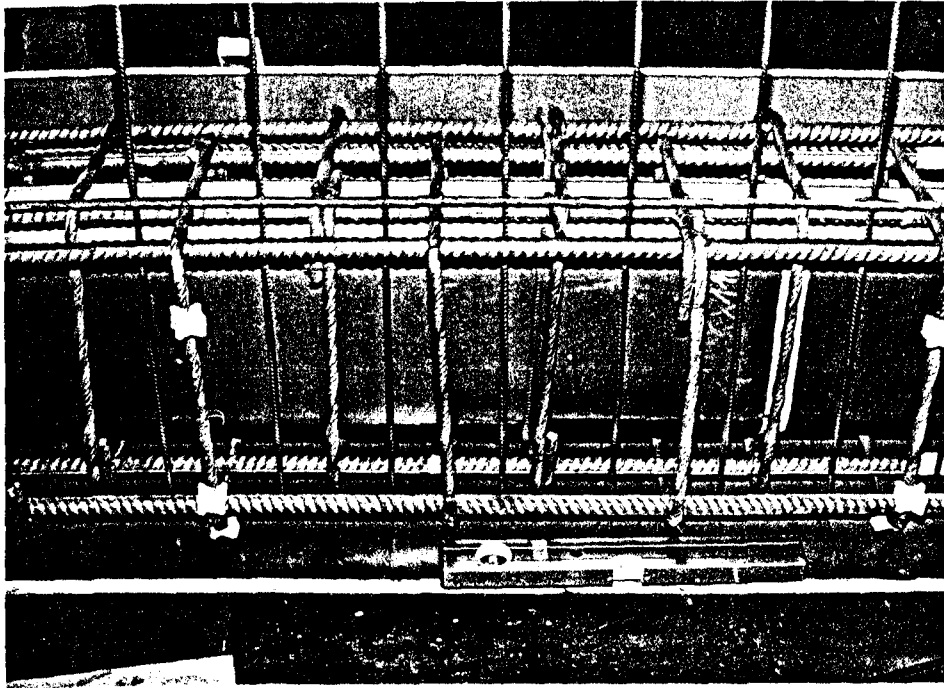


Abb. 3.18: Bewehrungskorb des Basisbauteils

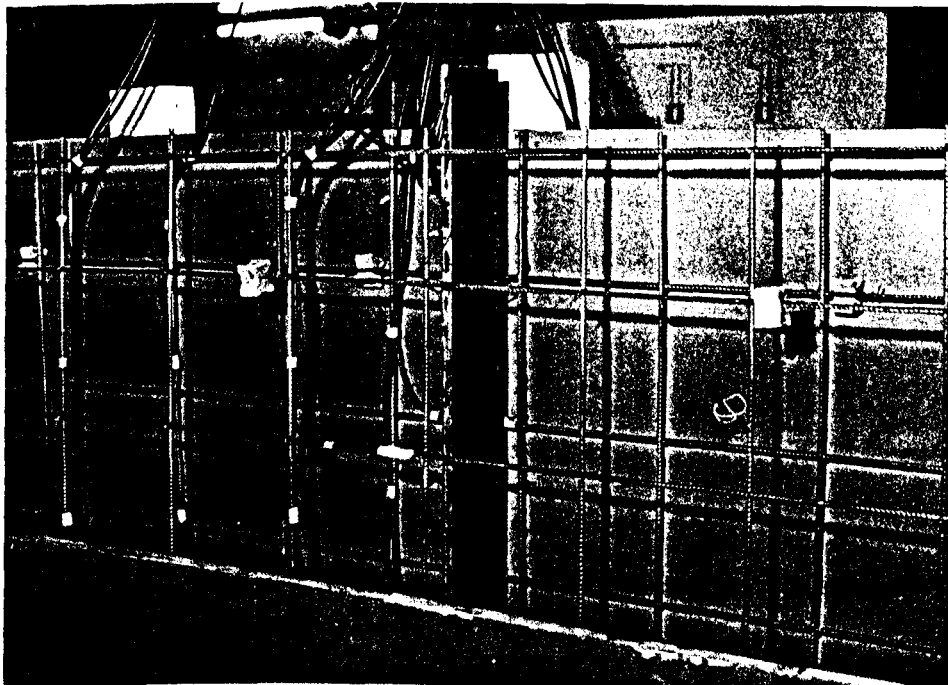
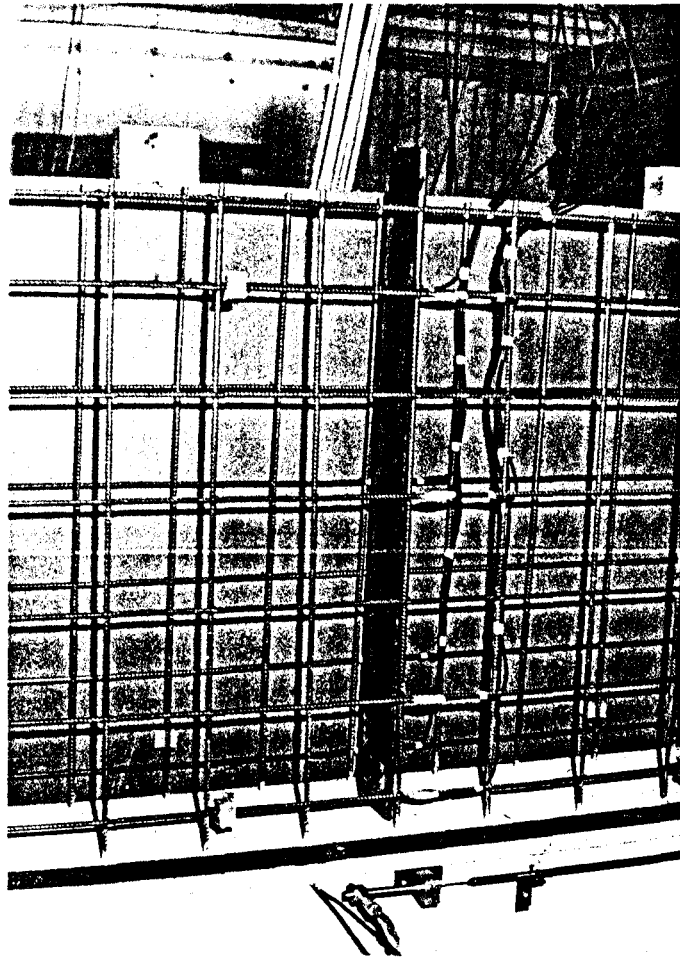


Abb. 3.19: Bewehrung der Wandscheibe SAAF 1

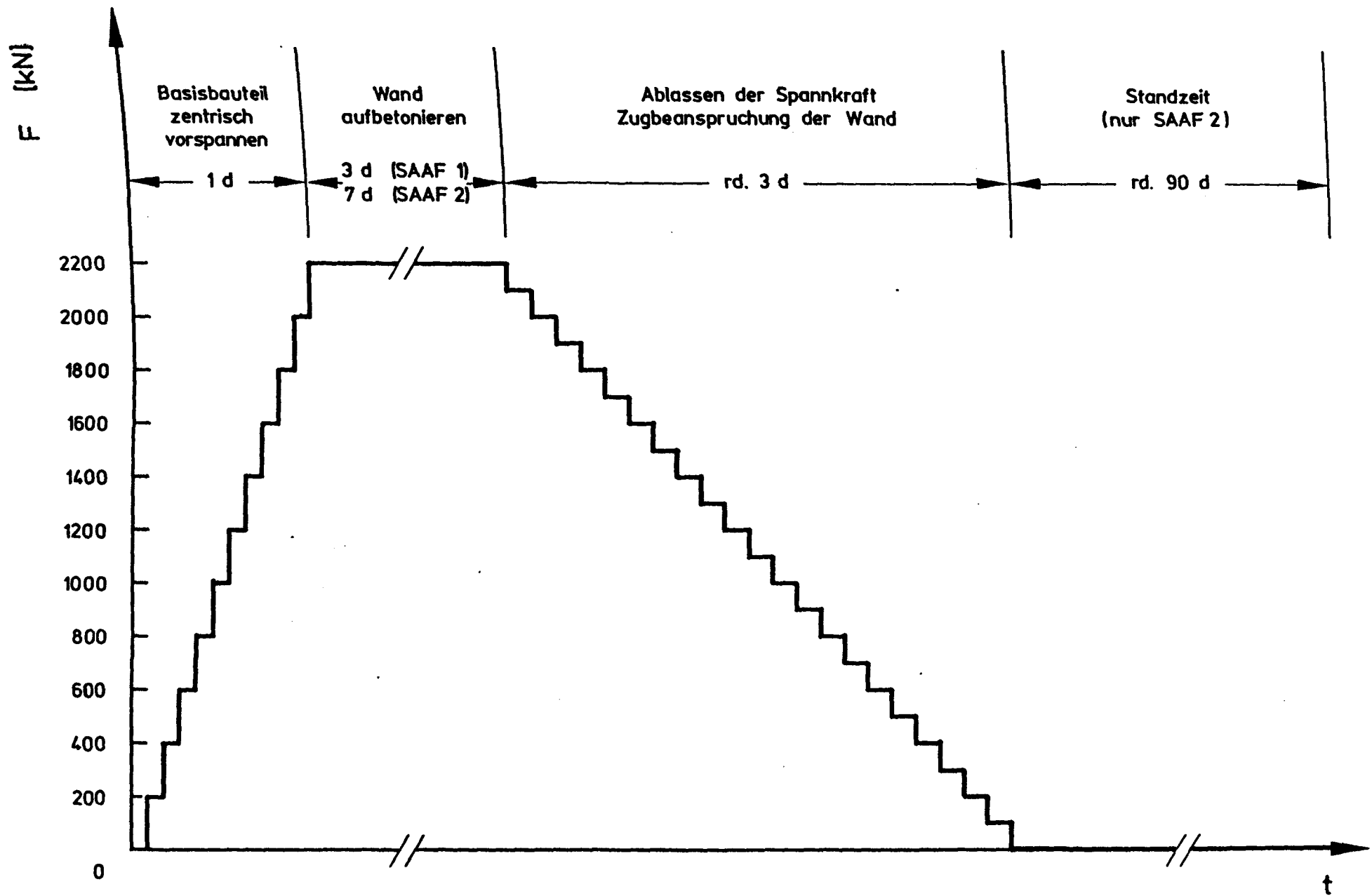
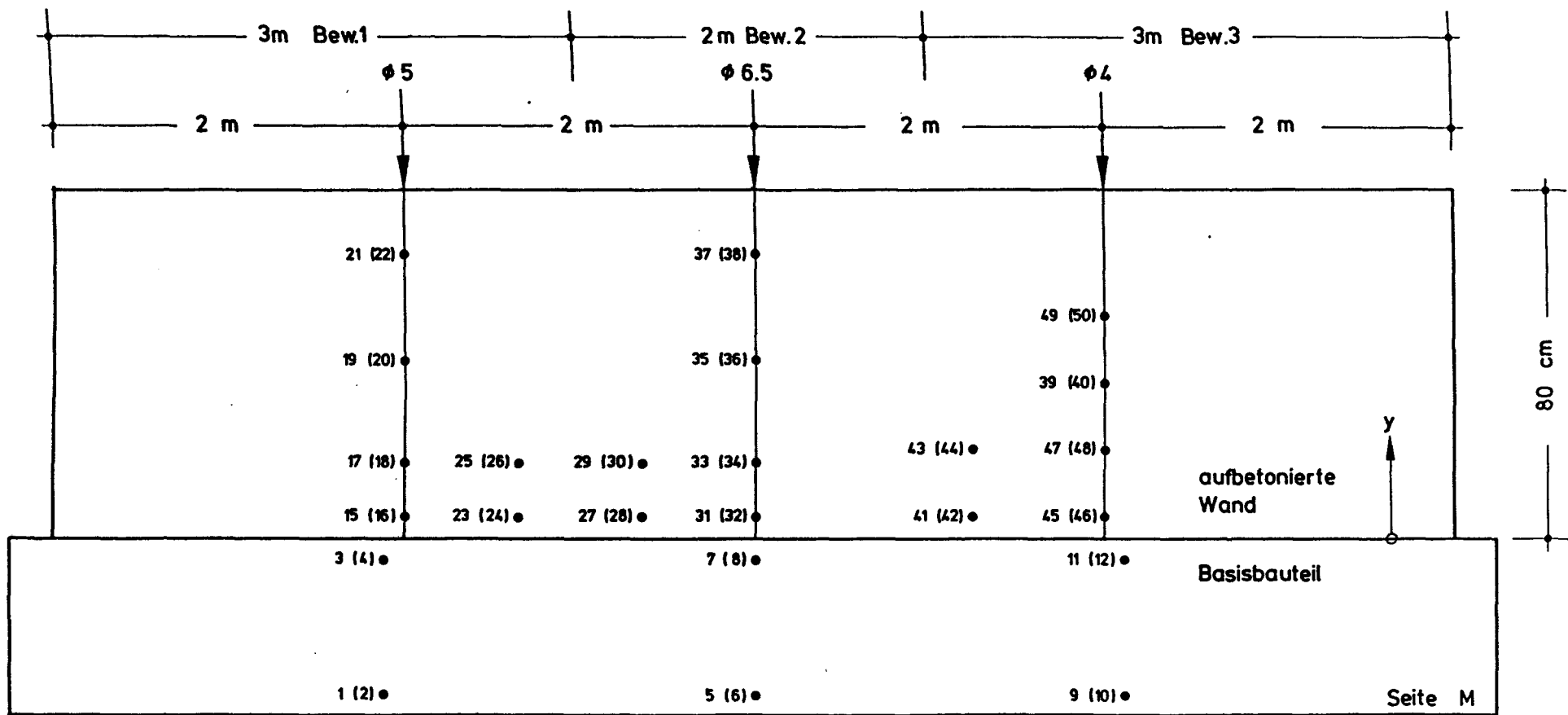
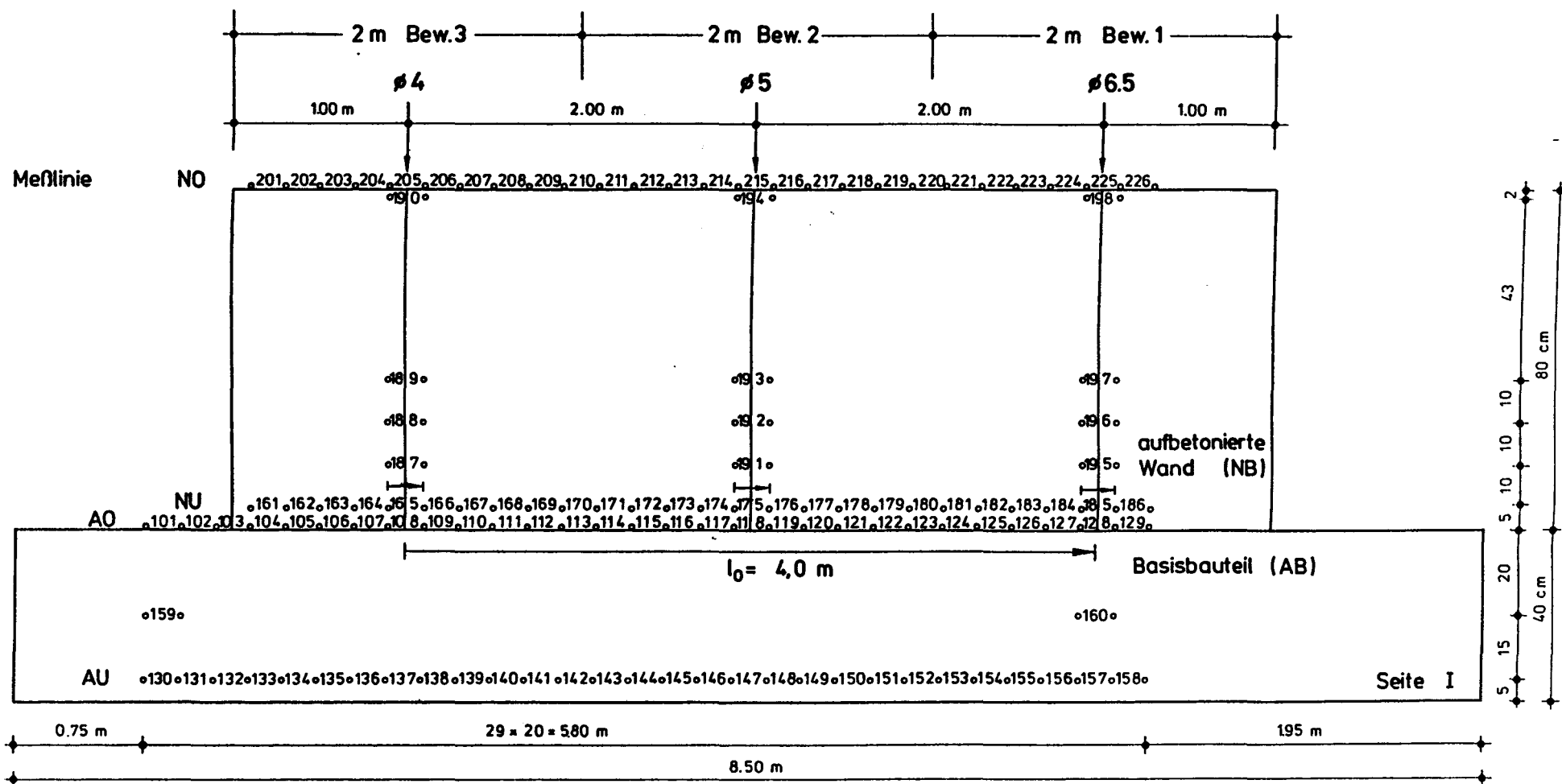


Abb. 3.20: Versuchsablauf



Höhen y gem. Bewehrungsplan

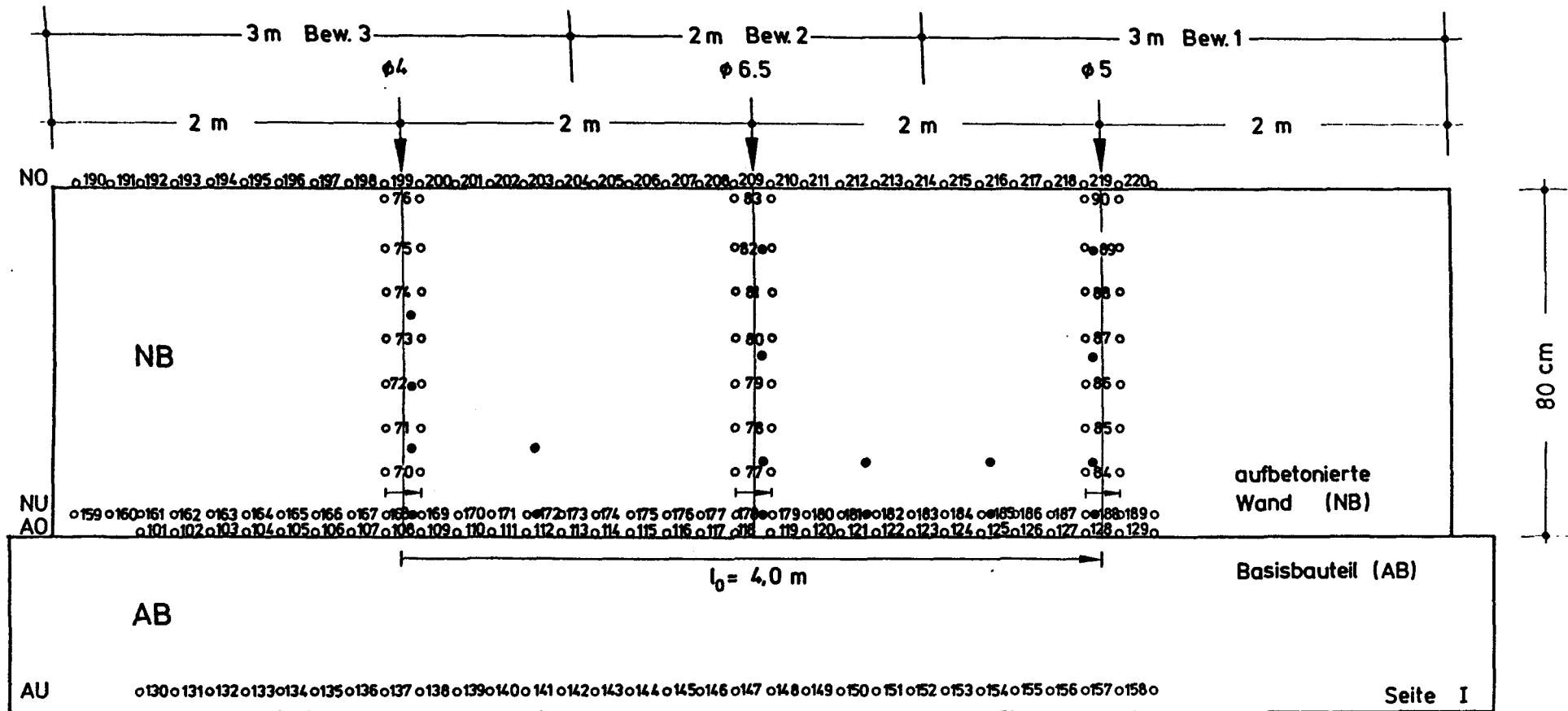
Abb. 3.21: Lage und Bezeichnung der Stahl-DMS von SAAF 2



• Setzdehnungsmessung, $a = 200 \text{ mm}$

— Wegaufnehmer (beidseitig)

Abb. 3.22: Lage und Bezeichnung der Beton-SDM-Meßstellen und der Wegaufnehmermessung, SAAF 1



- Setzdehnungsmessung, $a = 200$ mm
- Stahldehnmeßstreifen (beidseitig)
- Wegaufnehmer (beidseitig)

Abb. 3.23: Lage und Bezeichnung der Beton-SDM-Meßstellen und der Wegaufnehmermessung, SAAF 2

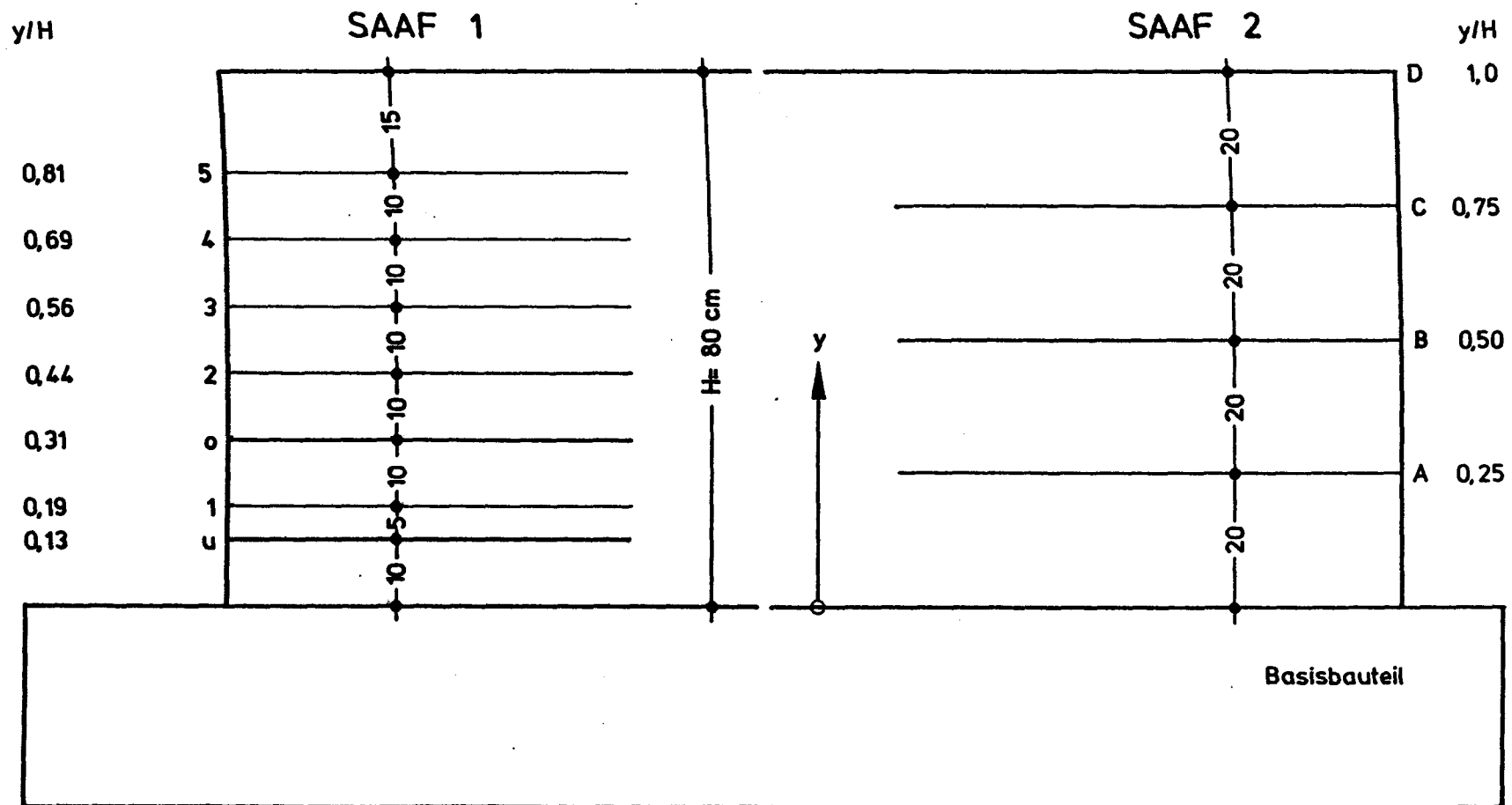


Abb. 3.24: Meßlinienplan

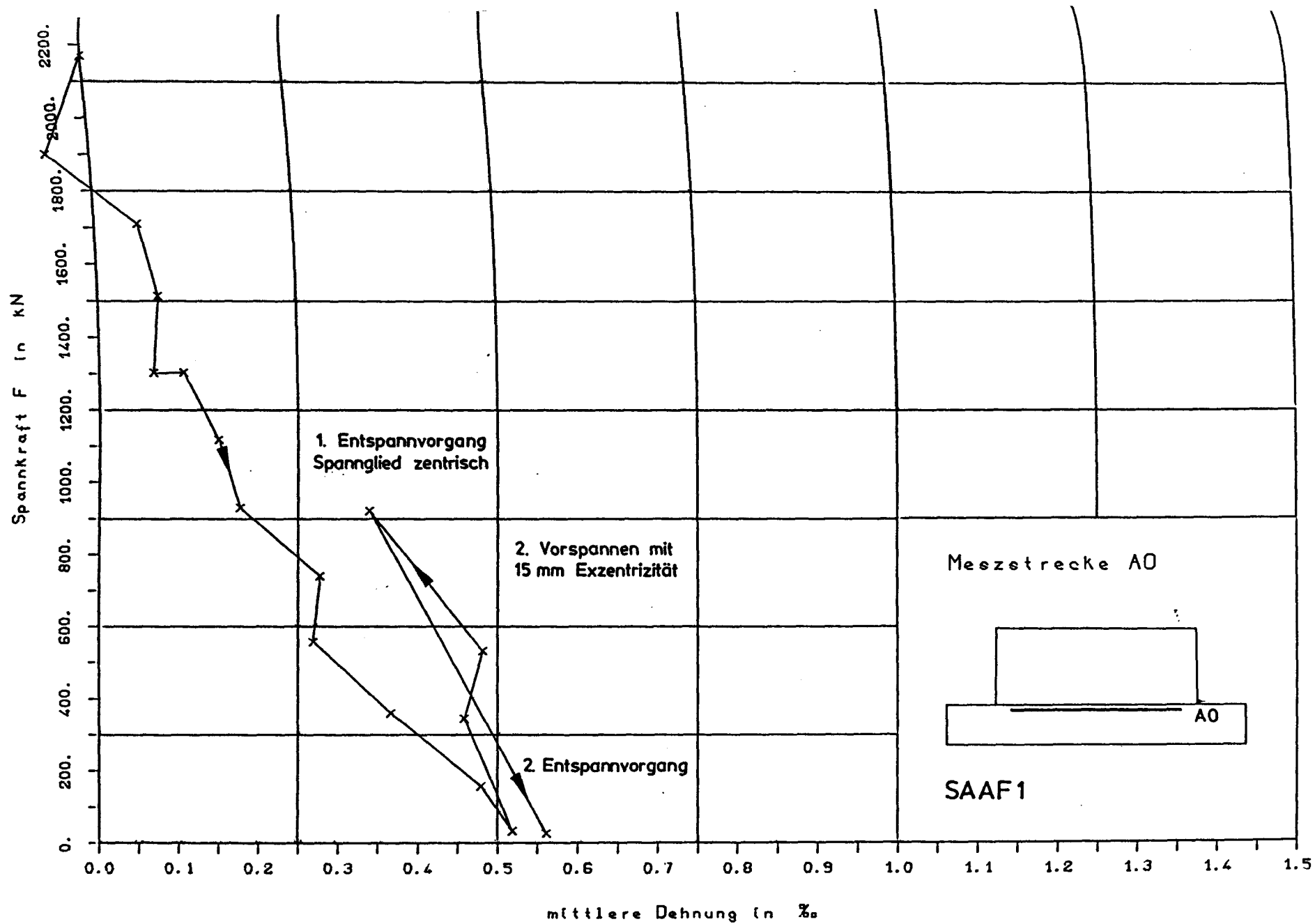


Abb. 4.1: Dehnungsverlauf beim Entspannen

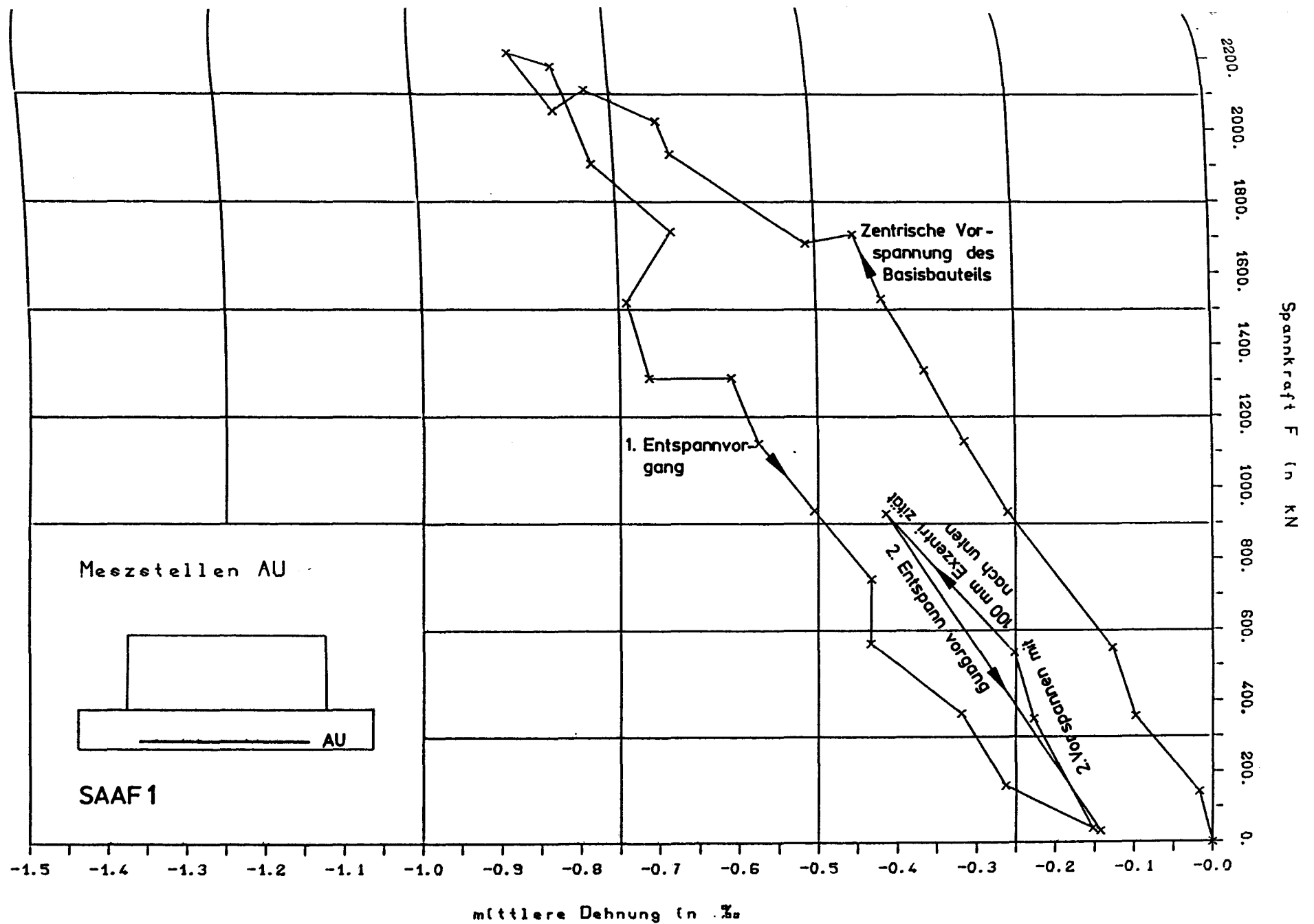


Abb. 4.2: Dehnungsverlauf beim Vorspannen und Entspannen

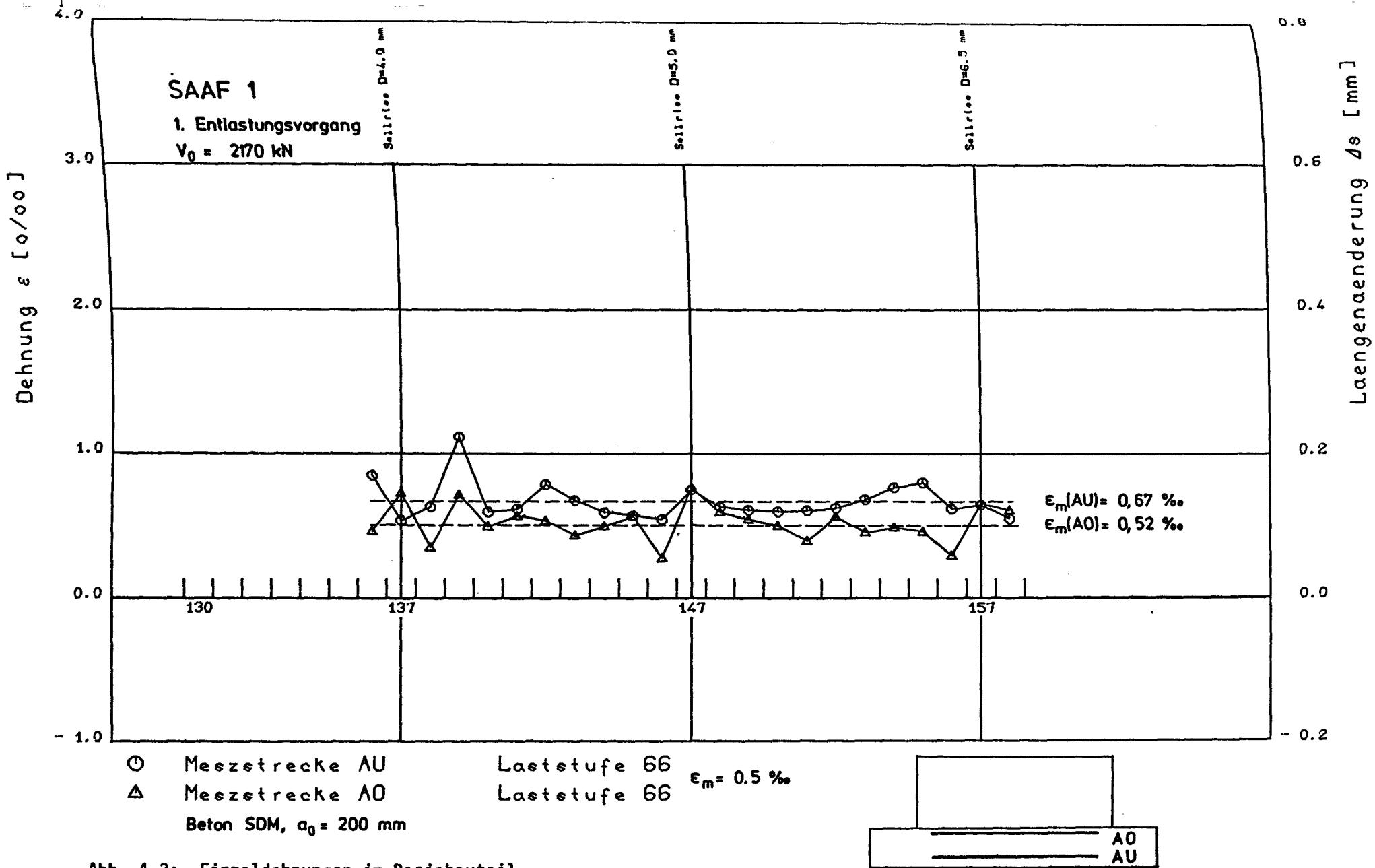


Abb. 4.3: Einzeldehnungen im Basisbauteil

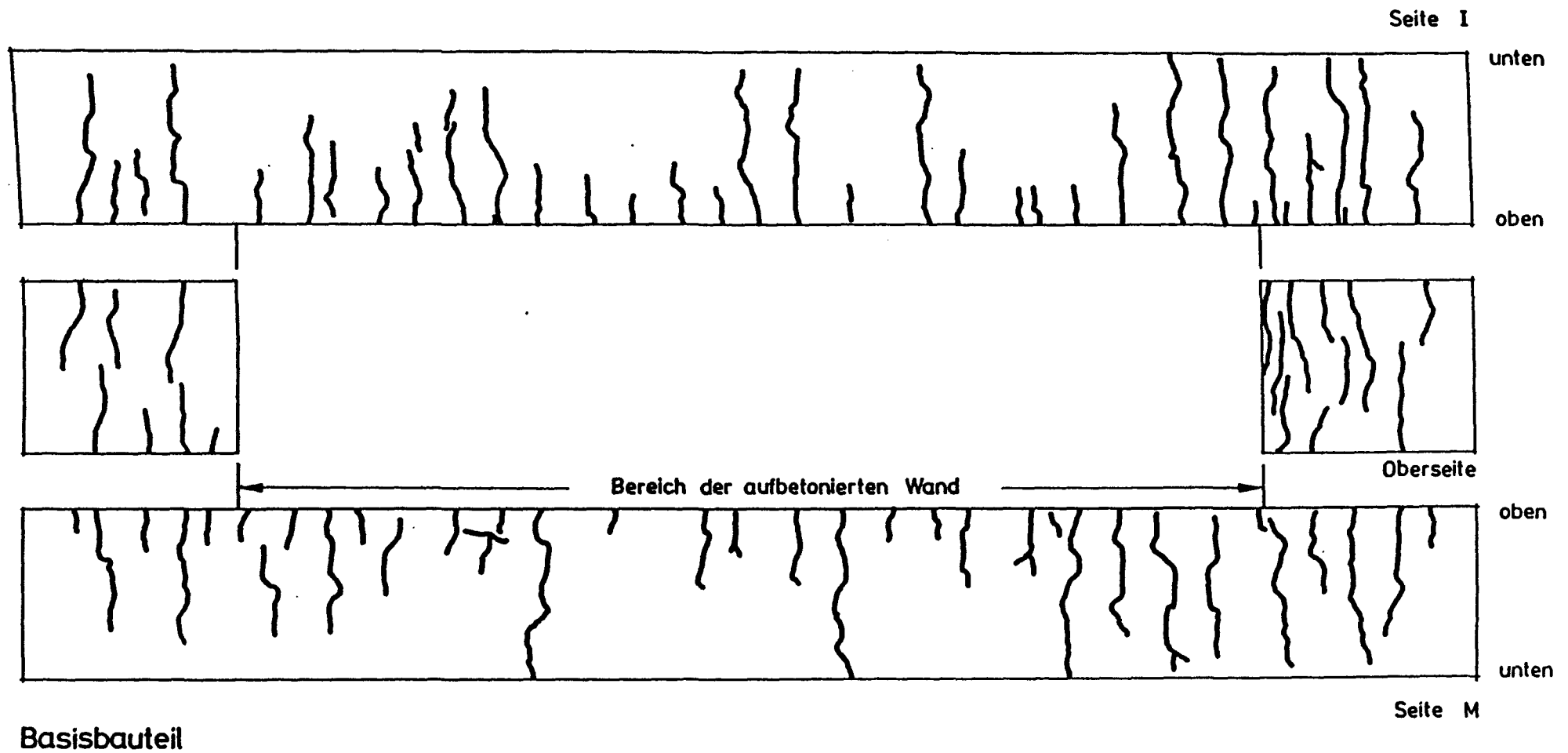


Abb. 4.4: Rißbildung im Basisbauteil

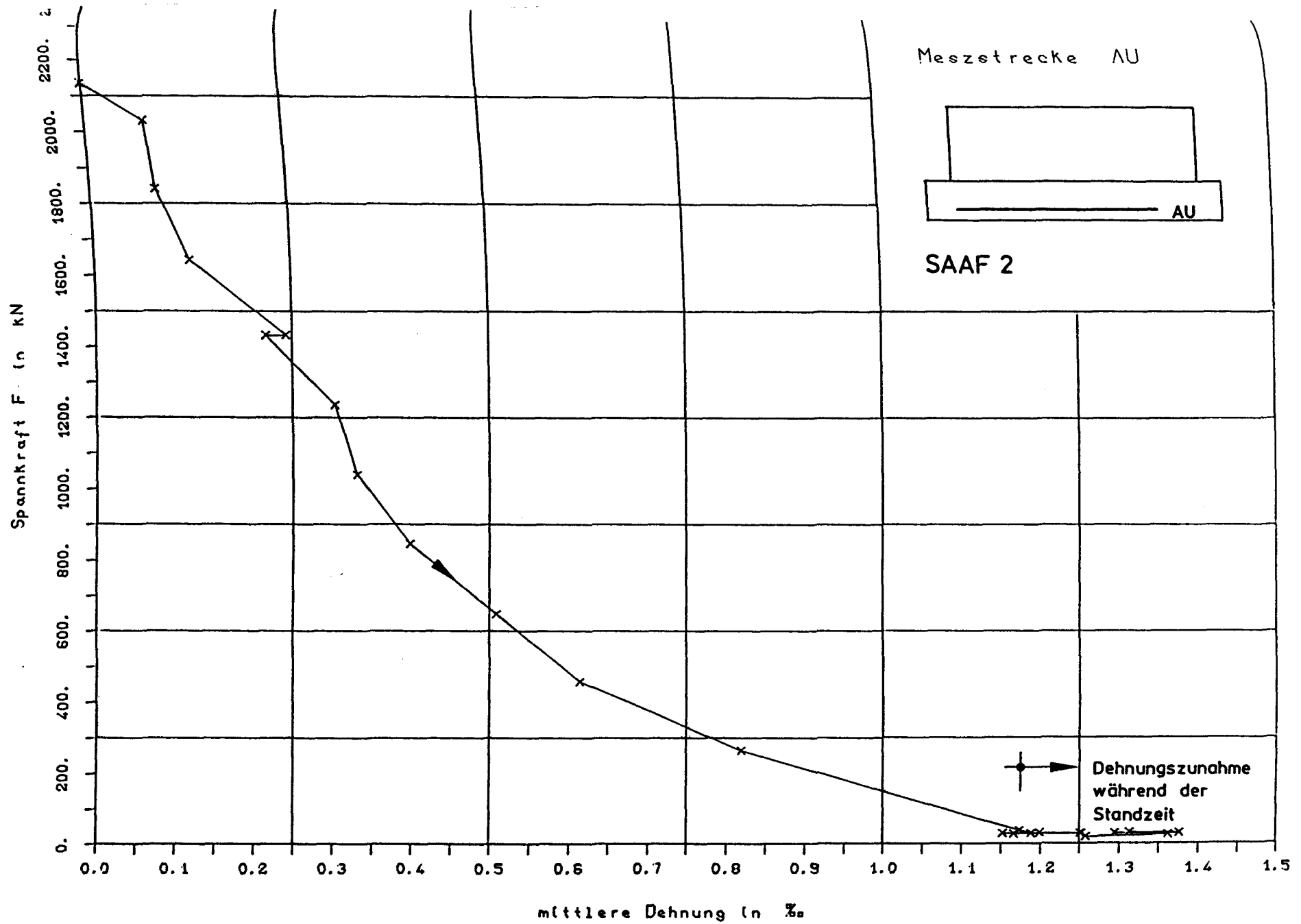


Abb. 4.5: Dehnungsverlauf beim Entspannen

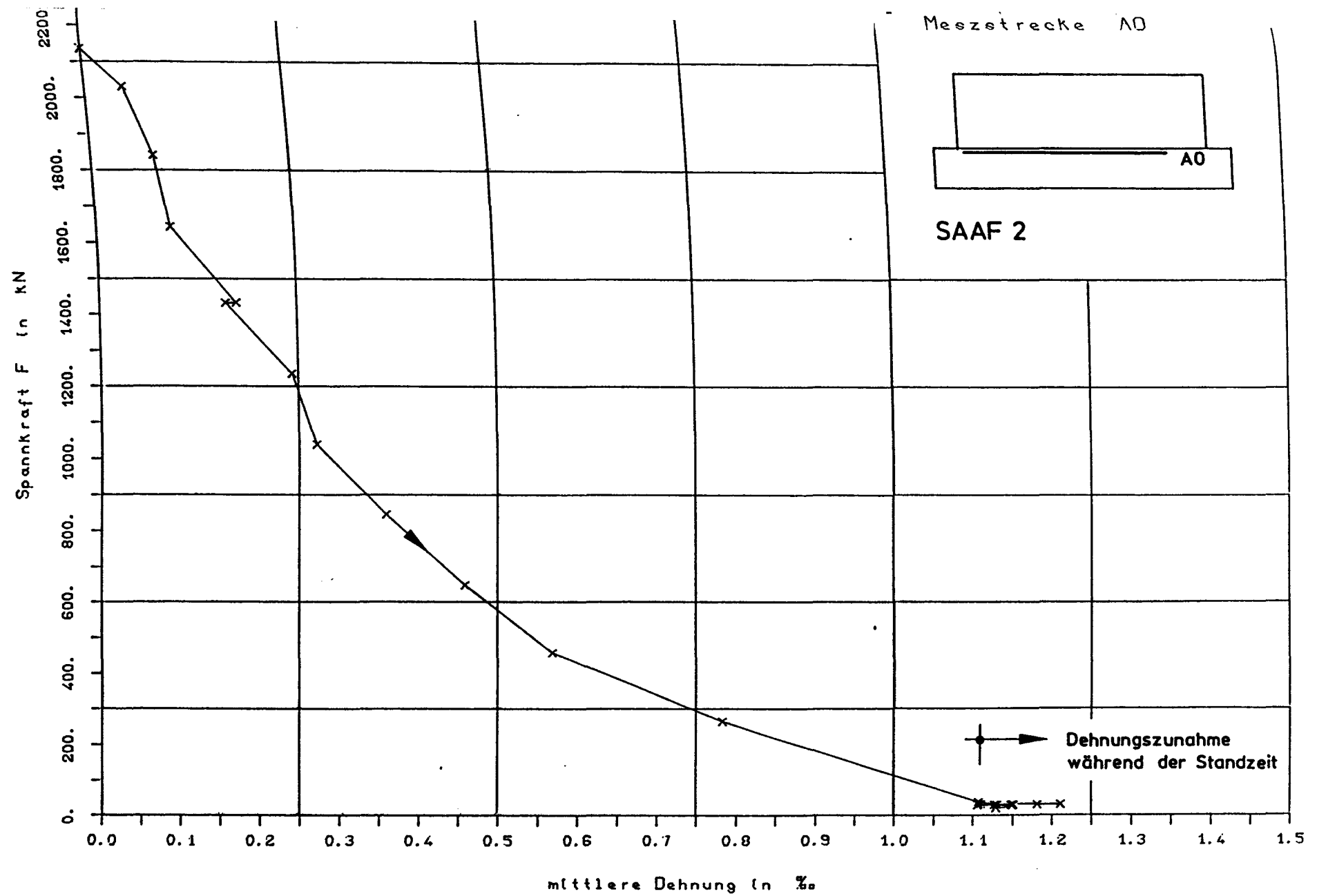


Abb. 4.6: Dehnungsverlauf beim Entspannen

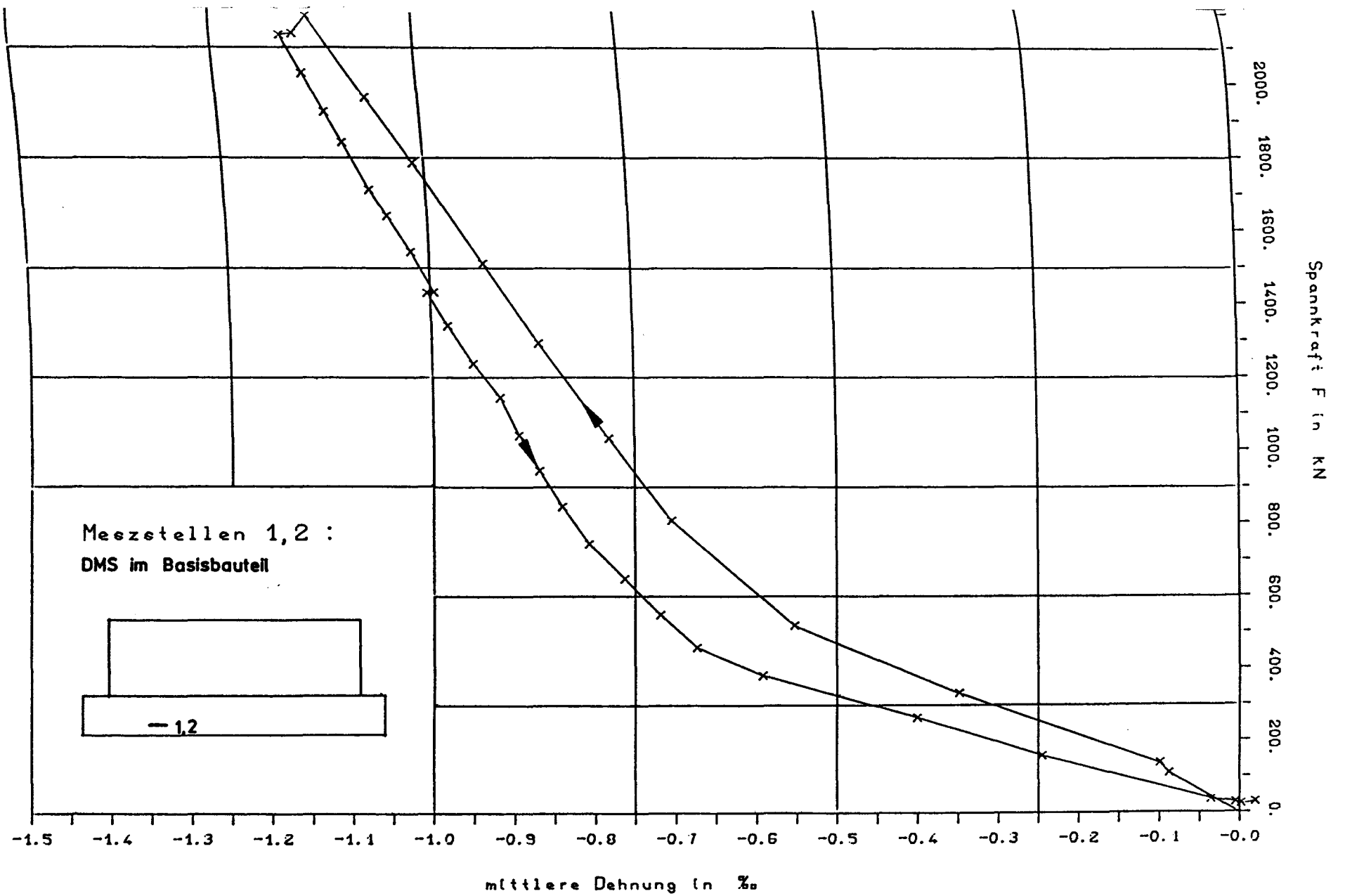


Abb. 4.7: Stahldehnung beim Vorspannen und Entspannen

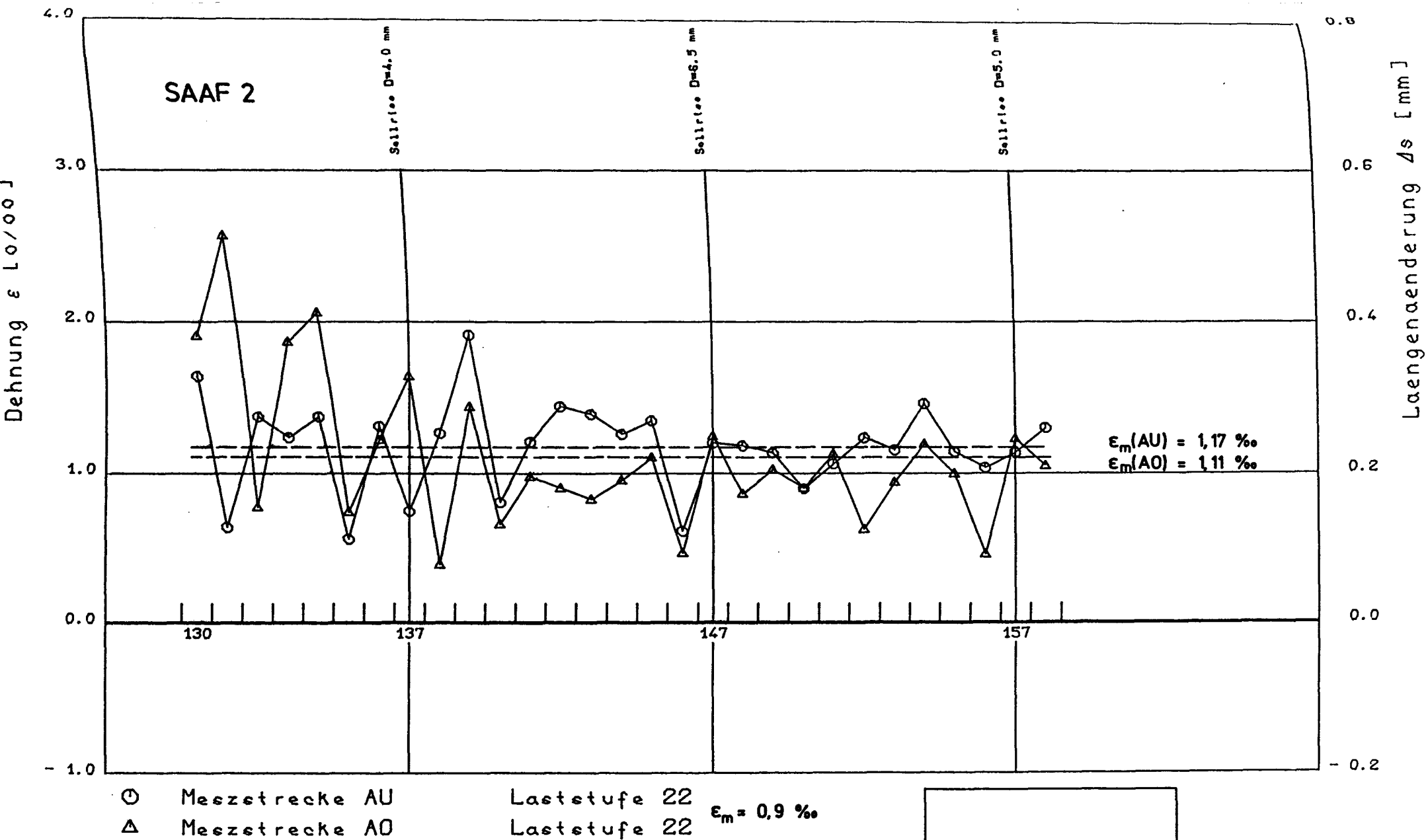


Abb. 4.8: Einzeldehnungen im Basisbauteil

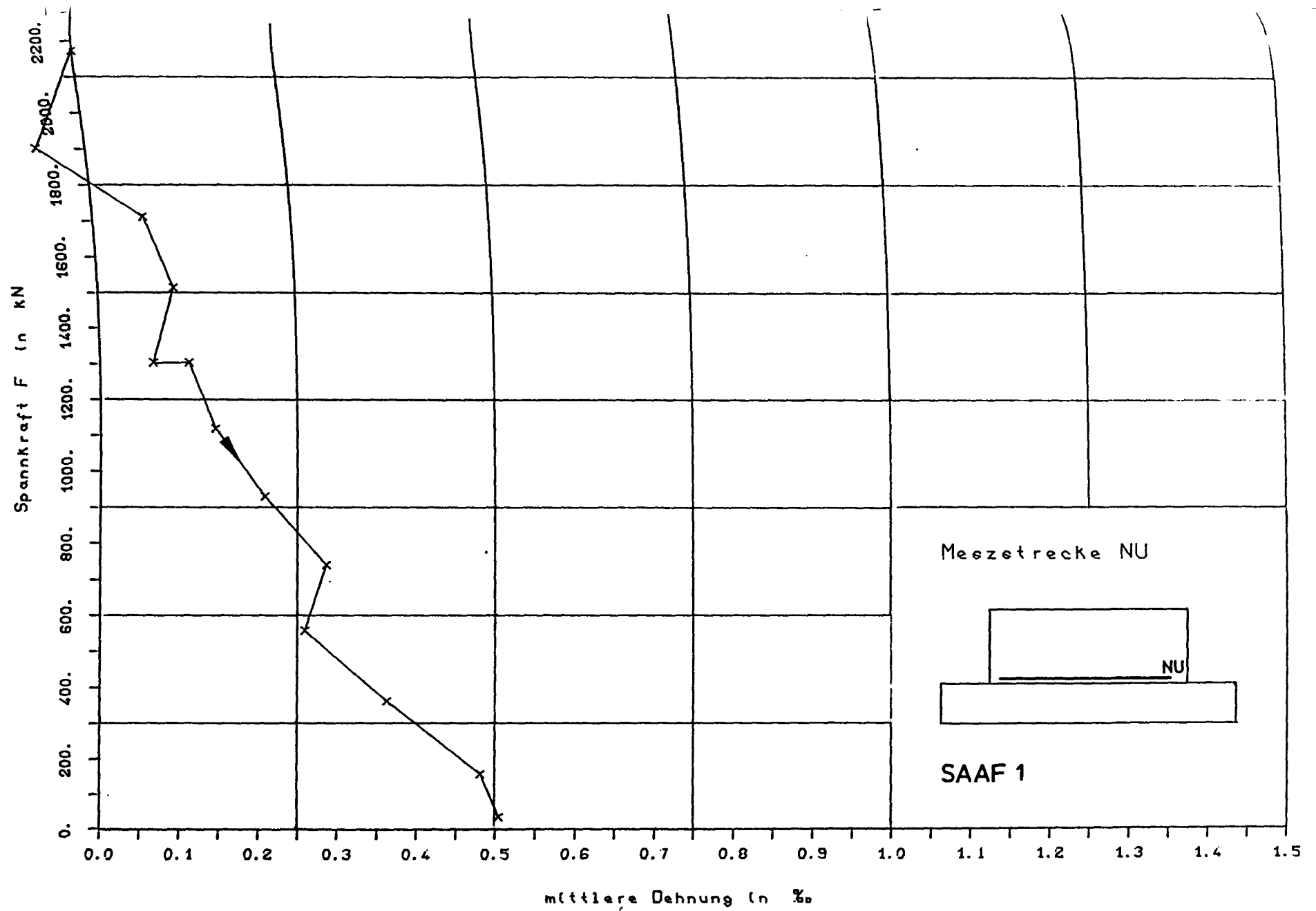


Abb. 4.9: Mittlere Dehnung an der Wandunterseite

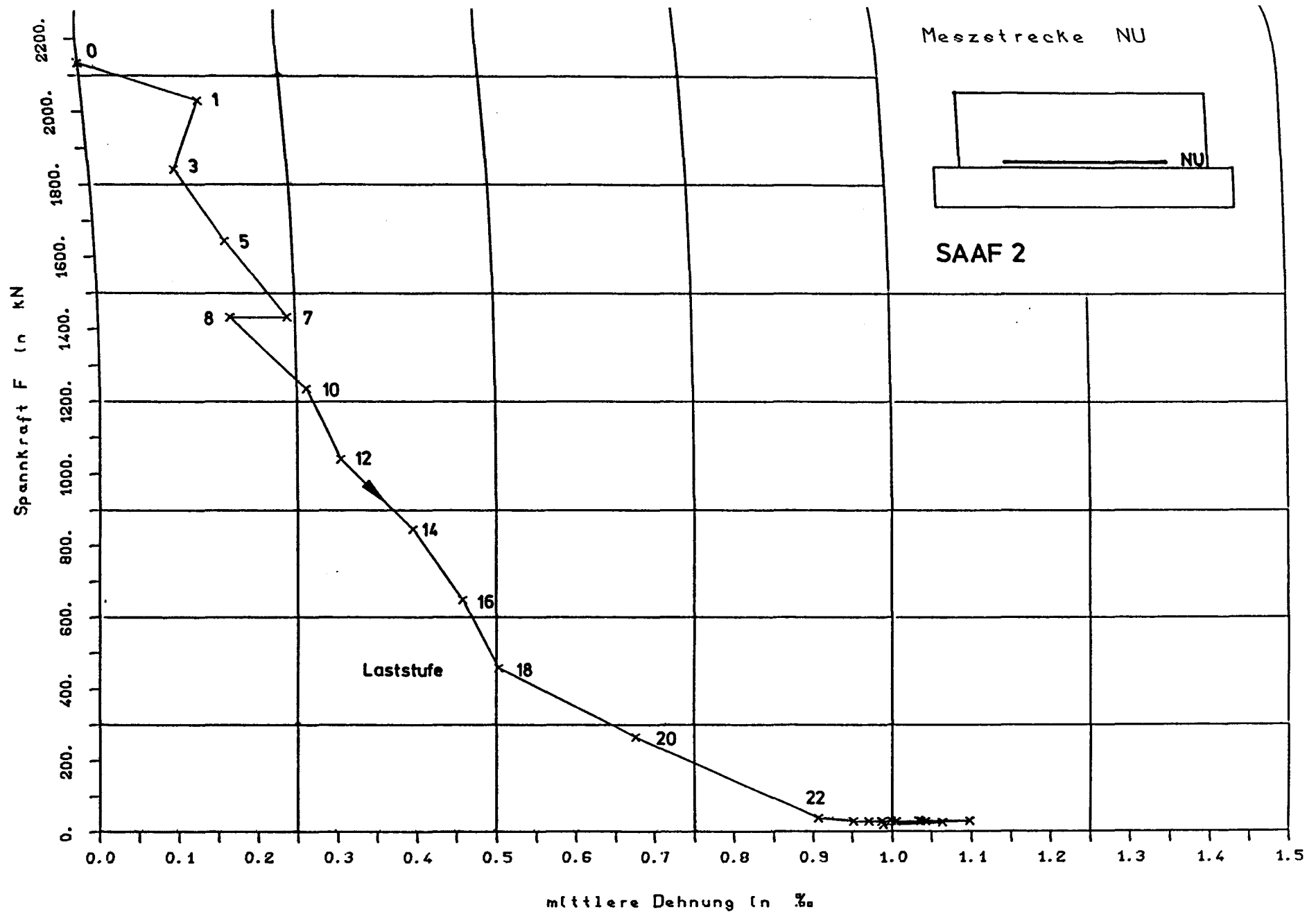


Abb. 4.10: Mittlere Dehnung an der Wandunterseite

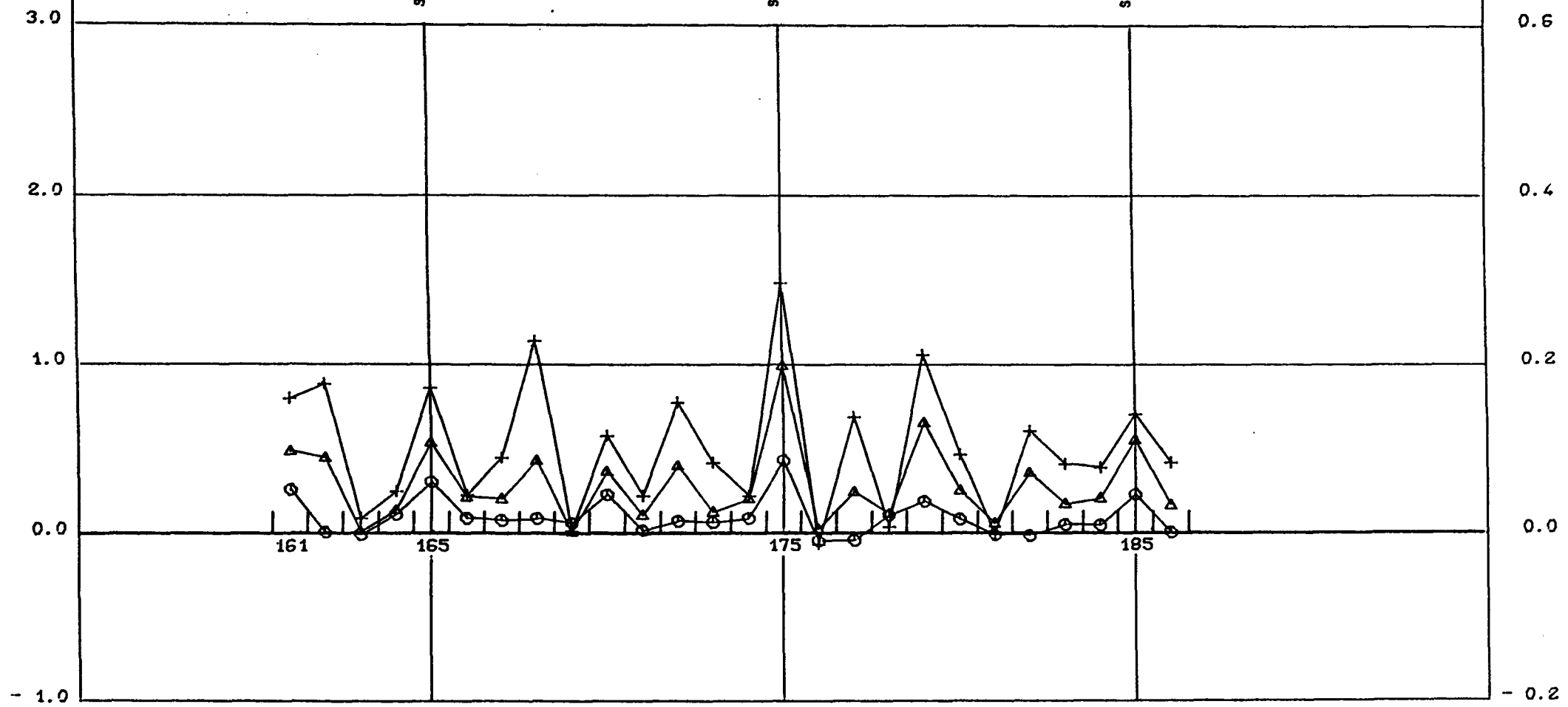
SAAF 1

Sellrite D=4.0

Sellrite D=5.0

Sellrite D=6.5

Laengenaenderung Δs [mm]



- Meszestrecke NU Laststufe 49 $\epsilon_m = 0,1 \%$
- △ Meszestrecke NU Laststufe 58 $\epsilon_m = 0,3 \%$
- + Meszestrecke NU Laststufe 66 $\epsilon_m = 0,5 \%$

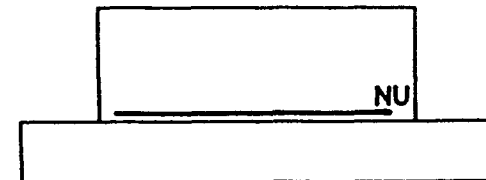


Abb. 4.11: Einzeldehnungen an der Wandunterseite

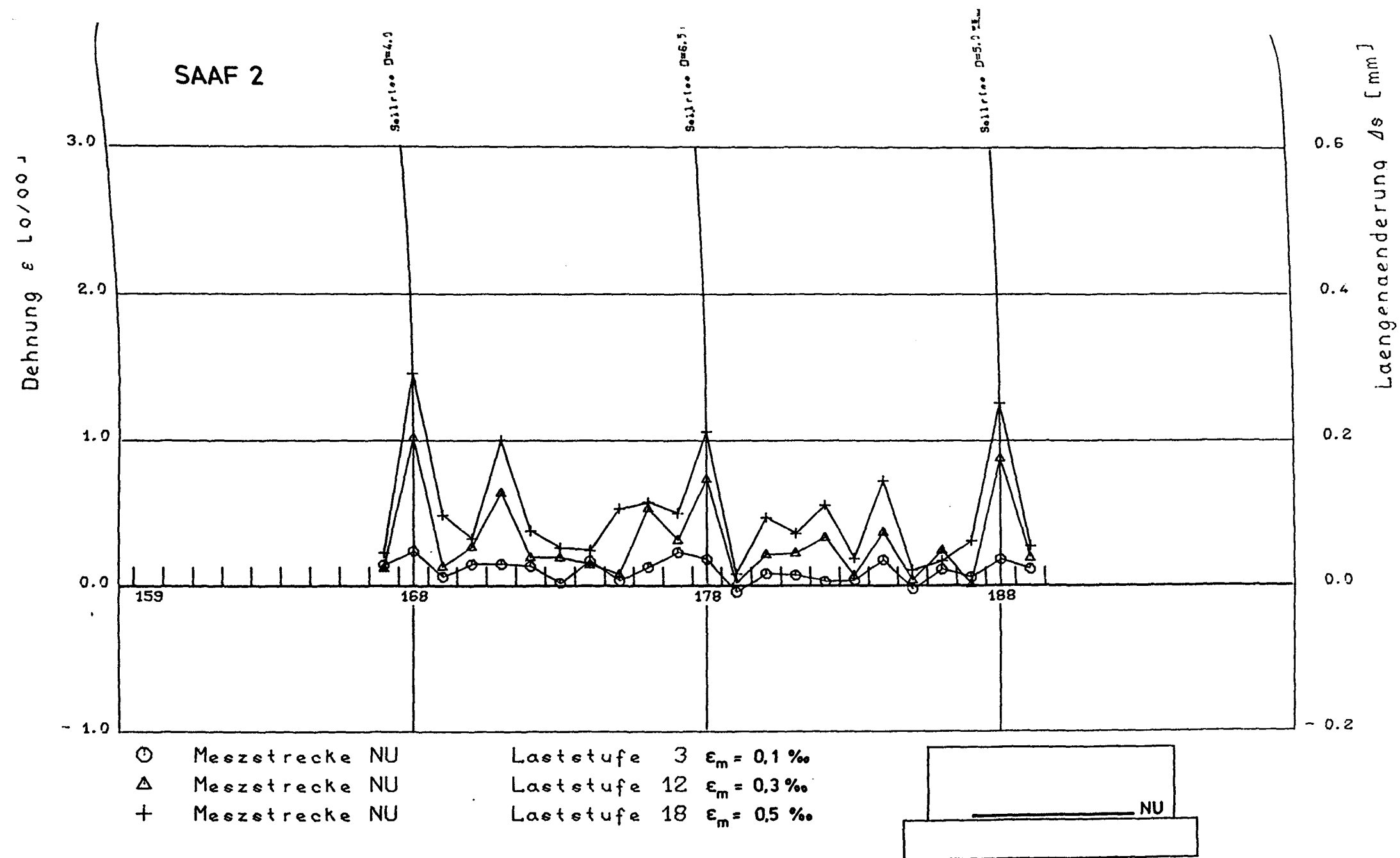
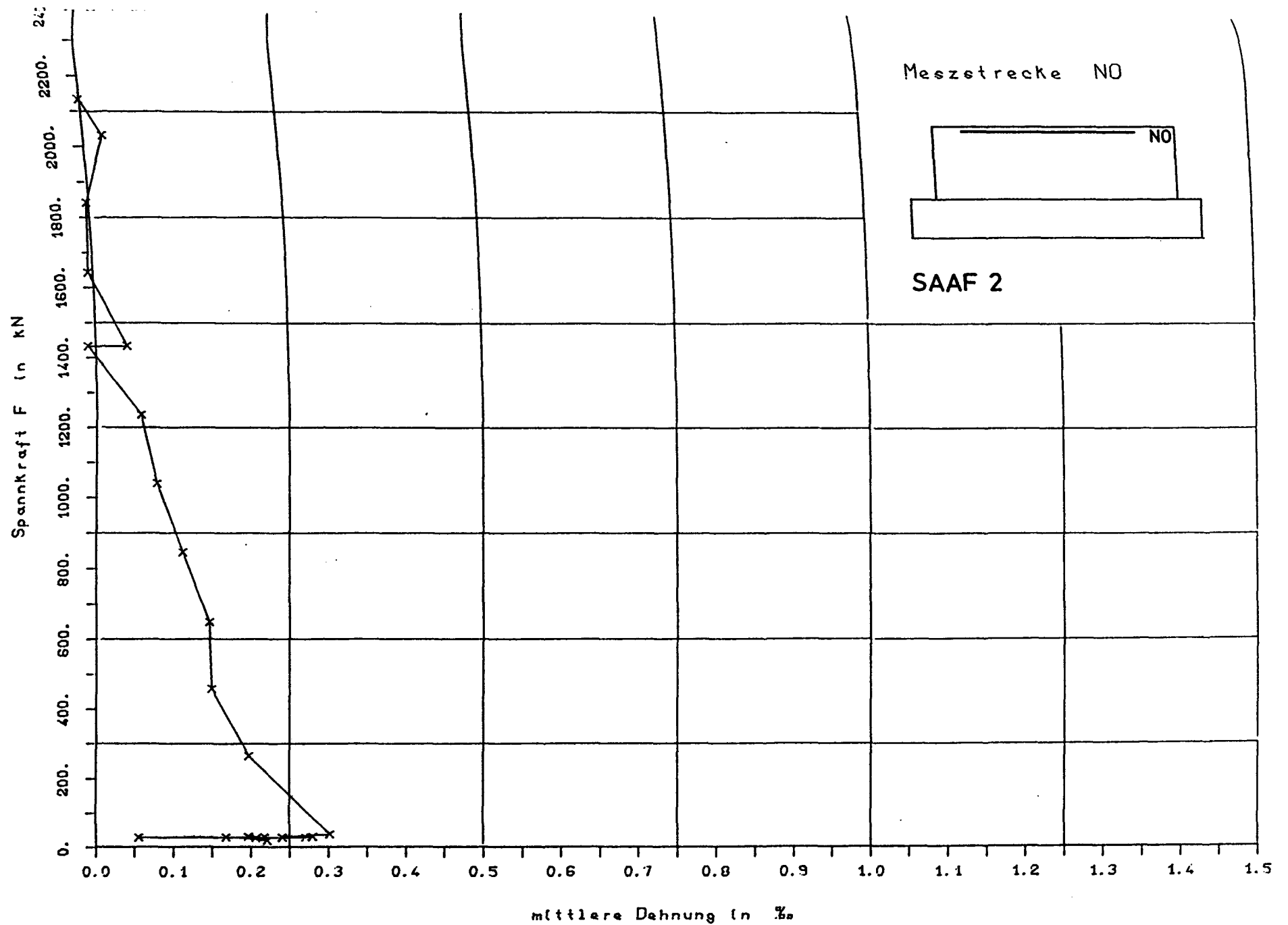


Abb. 4.12: Einzeldehnungen an der Wandunterseite



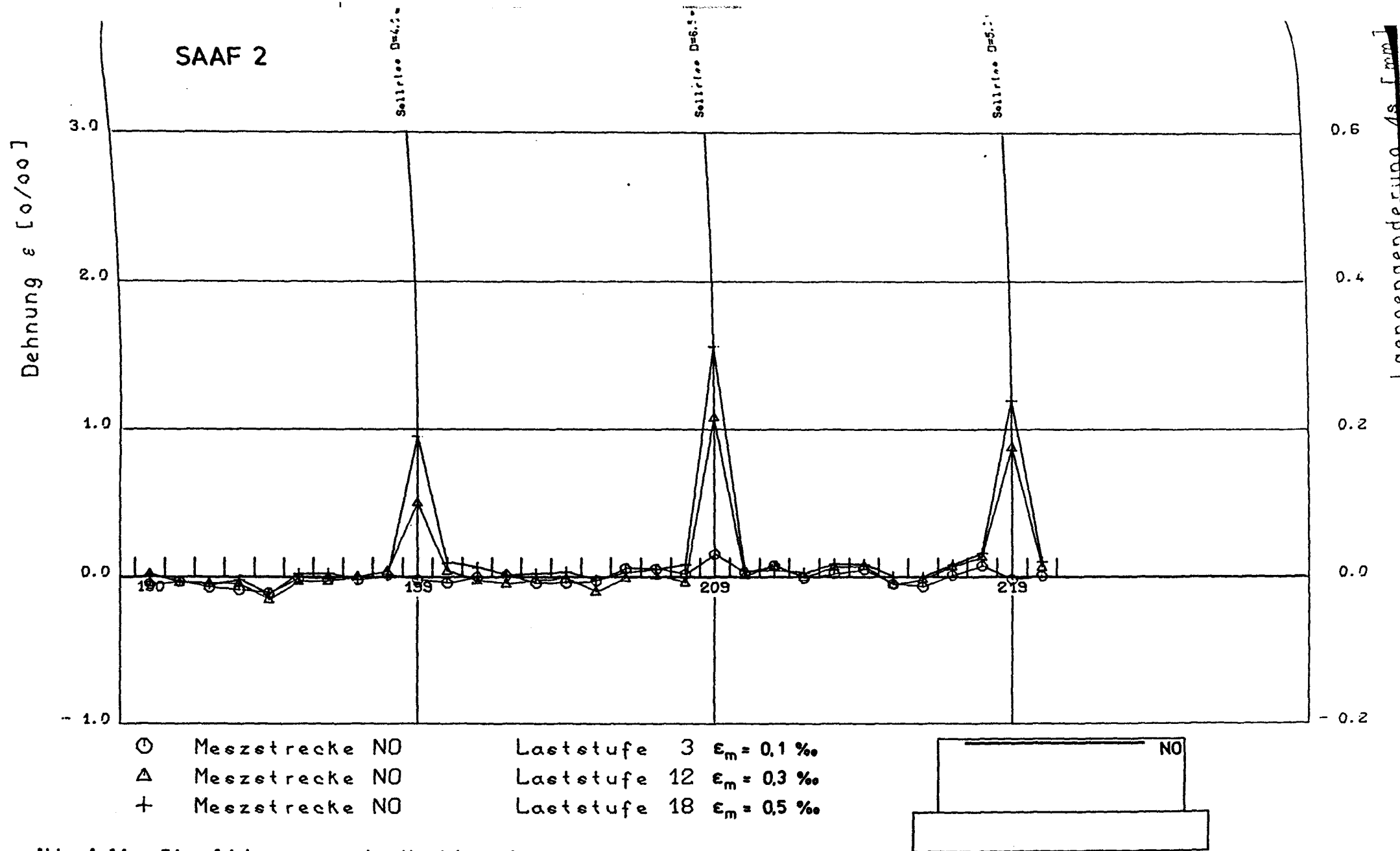


Abb. 4.14: Einzeldehnungen an der Wandoberseite

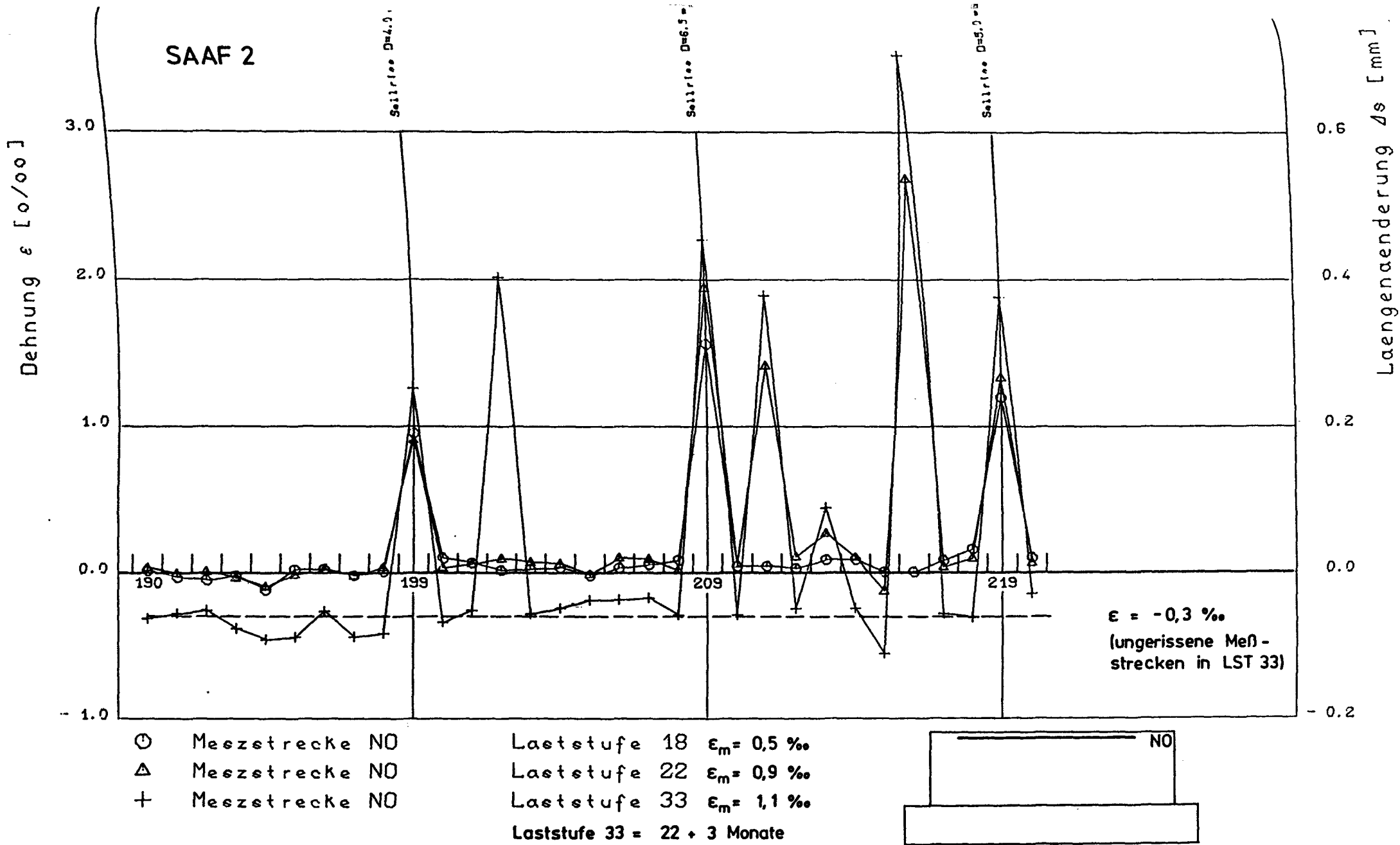


Abb. 4.15: Einzeldehnungen an der Wandoberseite

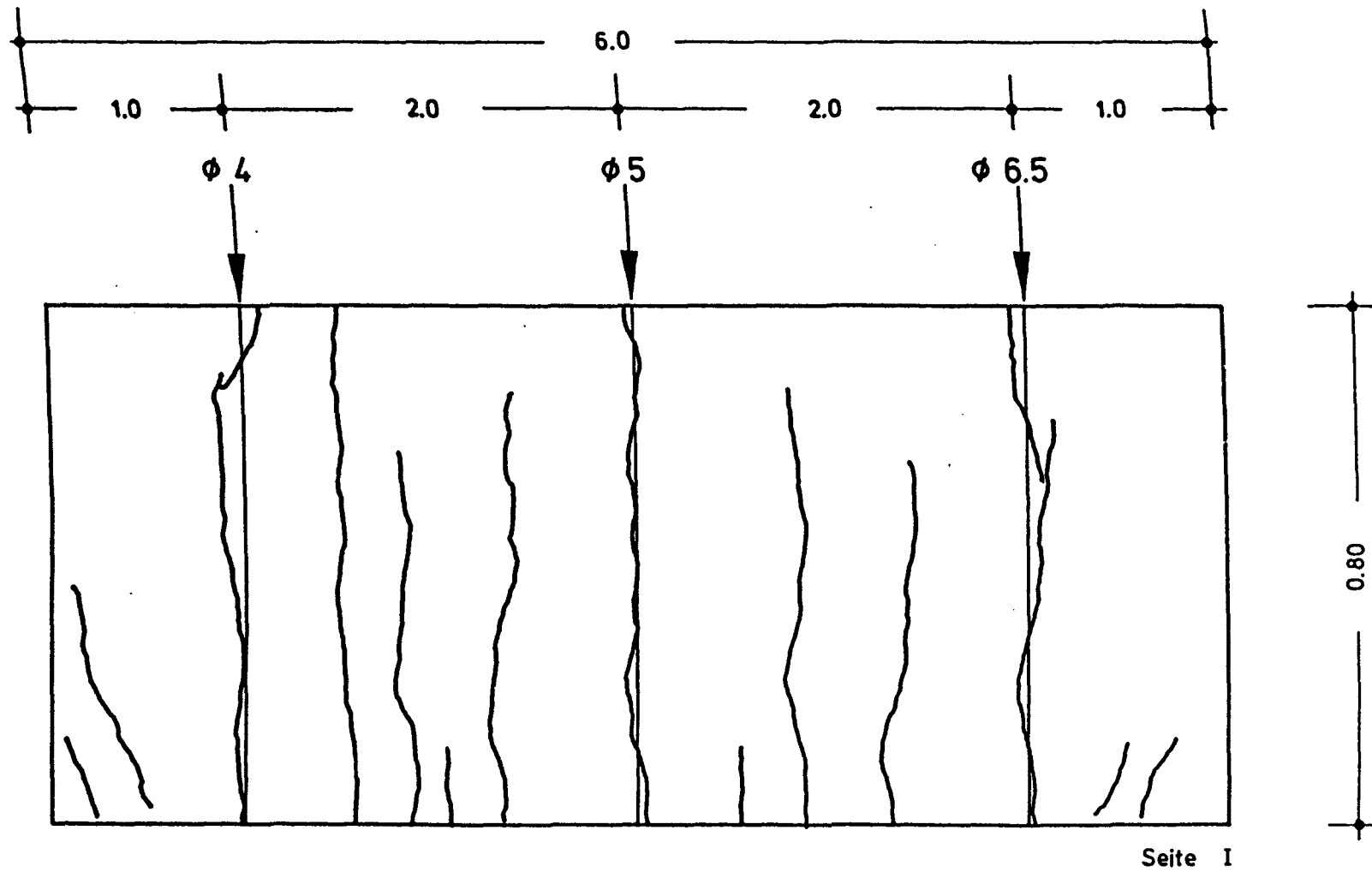


Abb. 4.16: Rißbild des Versuchskörpers SAAF 1 $\epsilon_m = 0,5 \%$

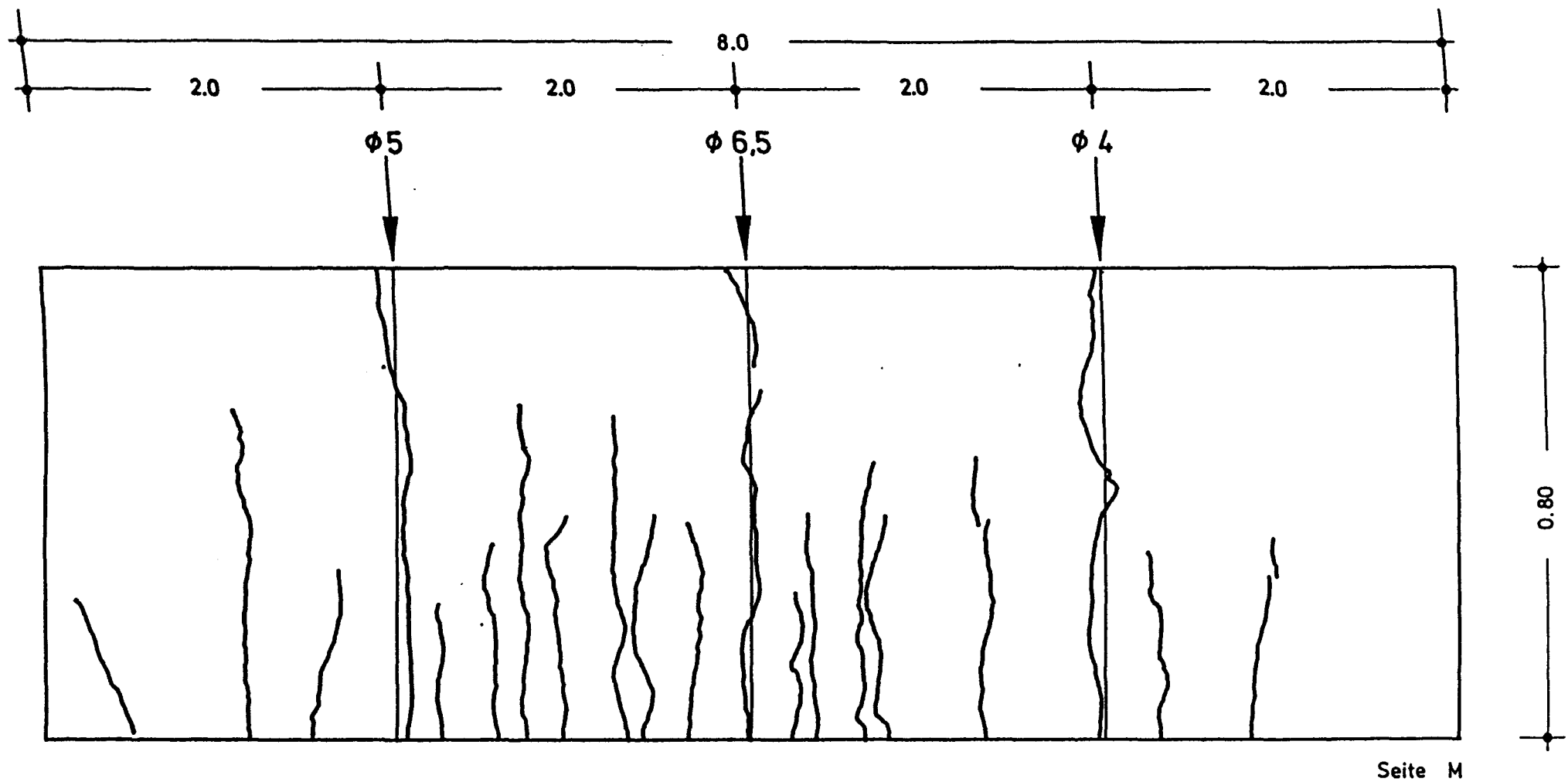
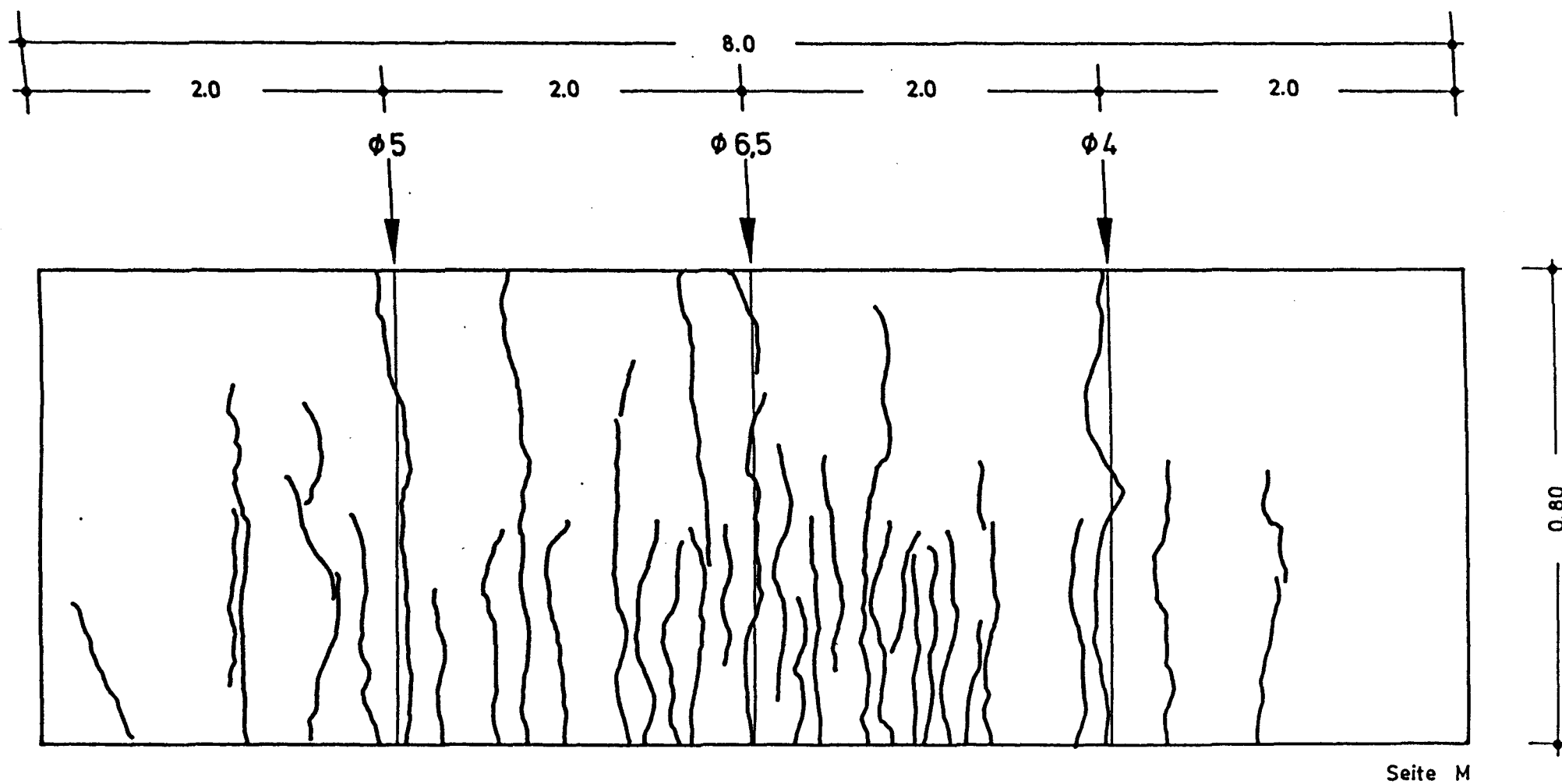


Abb. 4.17: Rißbild des Versuchskörpers SAAF 2 $\epsilon_m = 0,5 \%$



Seite M

Abb. 4.18: Rißbild des Versuchskörpers SAAF 2 $\epsilon_m = 1,1 \%$

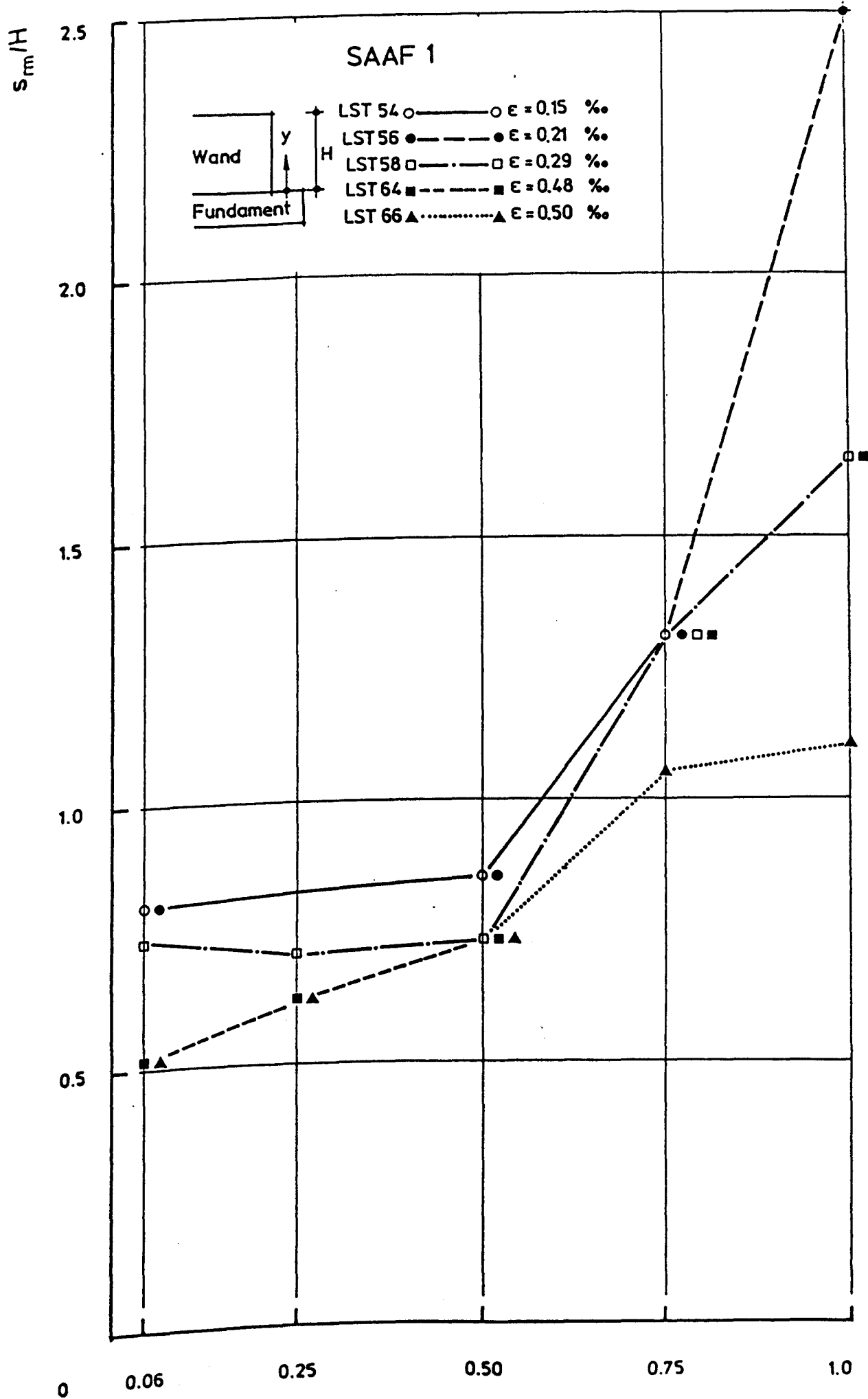


Abb. 4.19: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit von Wandhöhe und Zwangdehnung

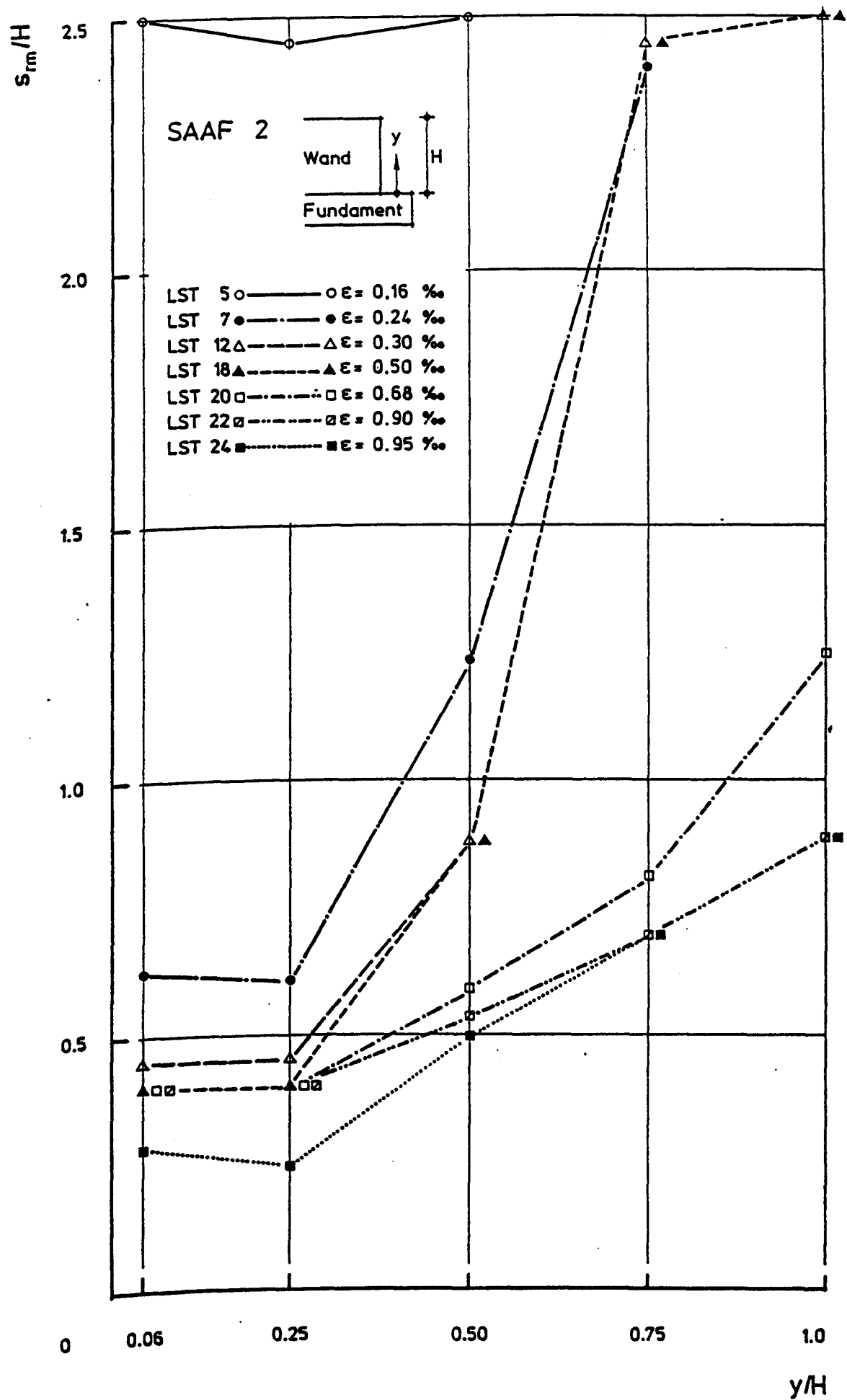


Abb. 4.20: Mittlerer Rißabstand in Abhängigkeit von Wandhöhe und Zwangdehnung

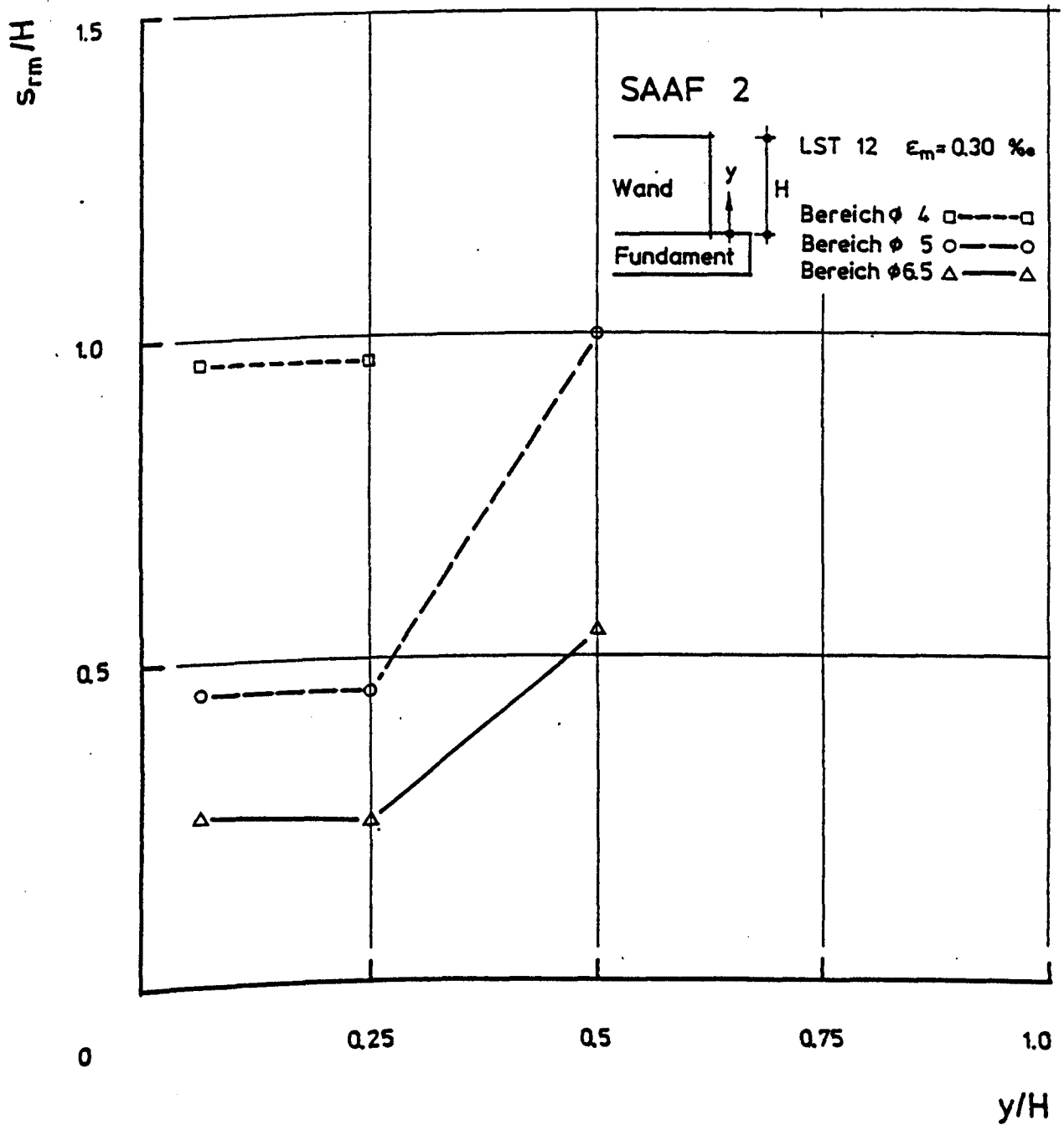


Abb. 4.21: Mittlerer Rißabstand verschieden bewehrter Bereiche

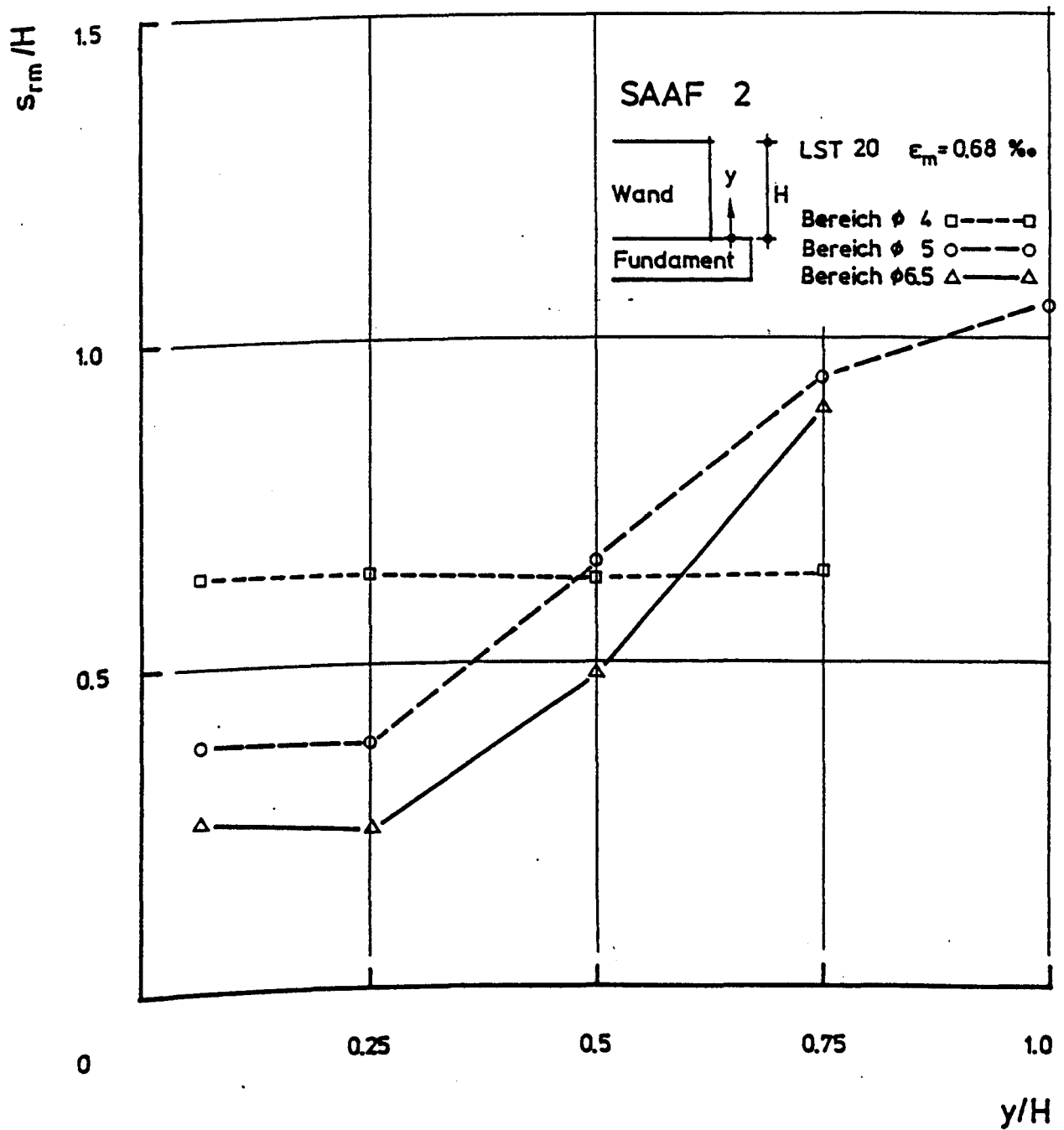


Abb. 4.22: Mittlerer Rißabstand verschieden bewehrter Bereiche

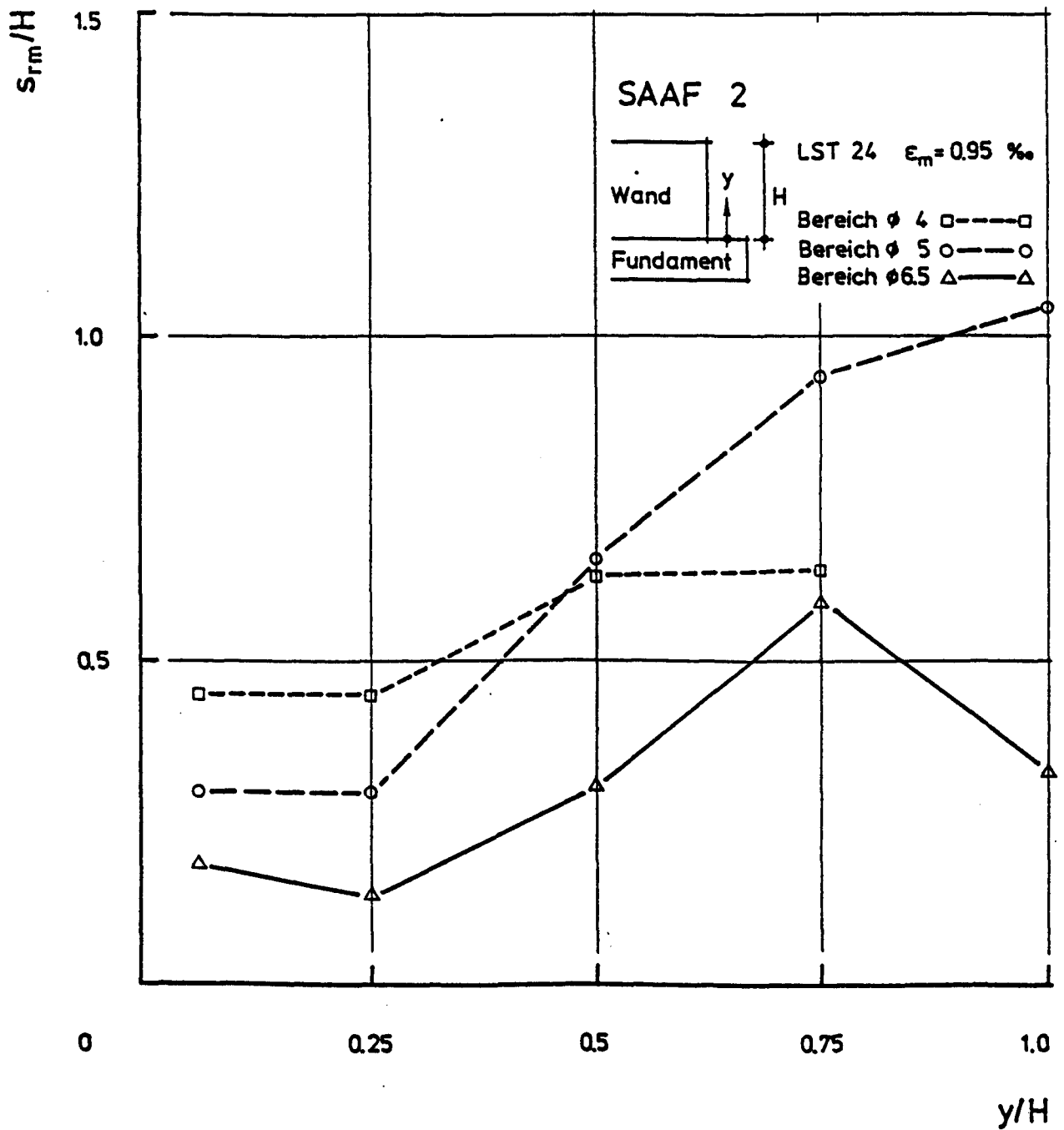


Abb. 4.23: Mittlerer Rißabstand verschieden bewehrter Bereiche

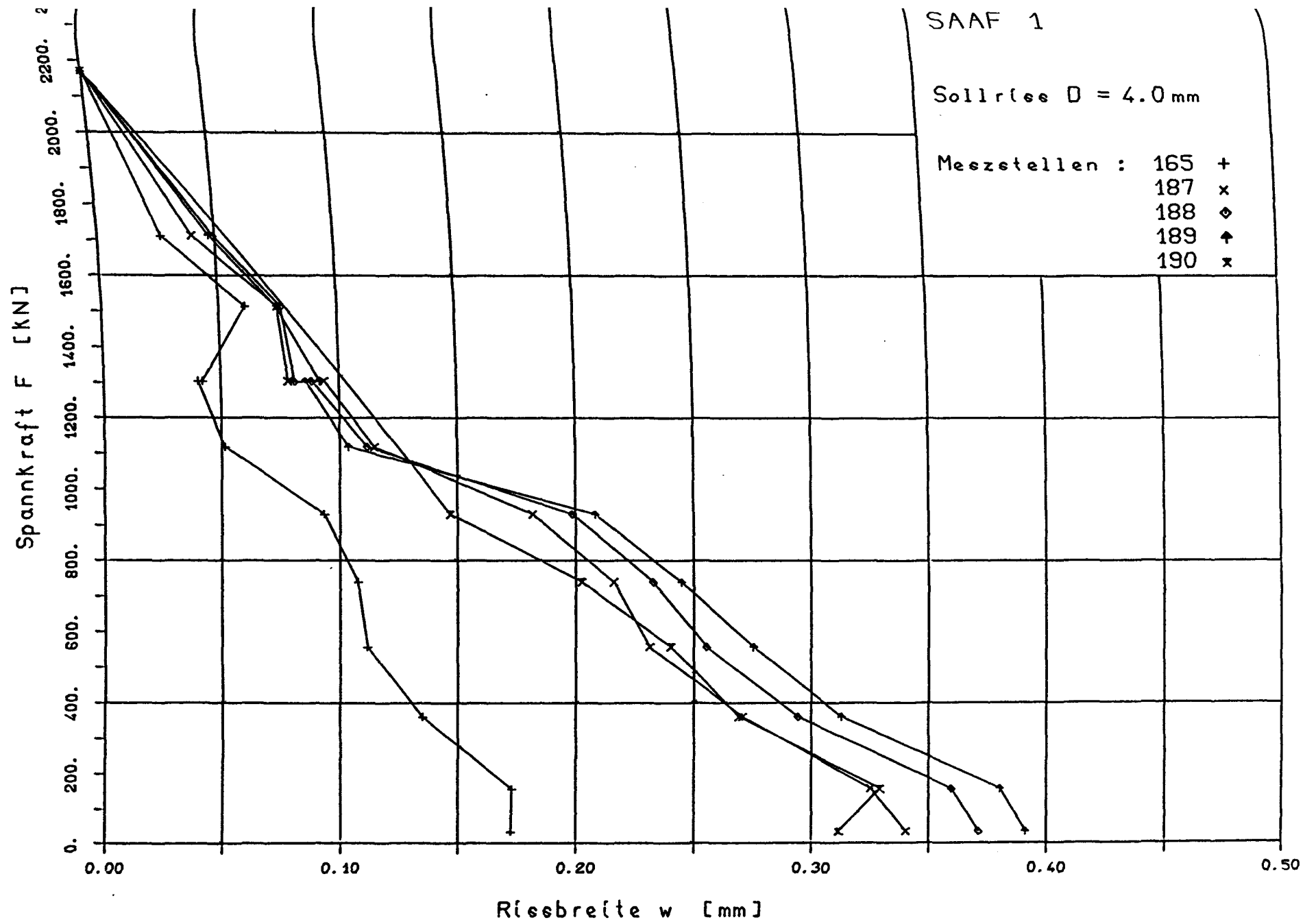


Abb. 4.24: Rißbreitenentwicklung im Sollriß

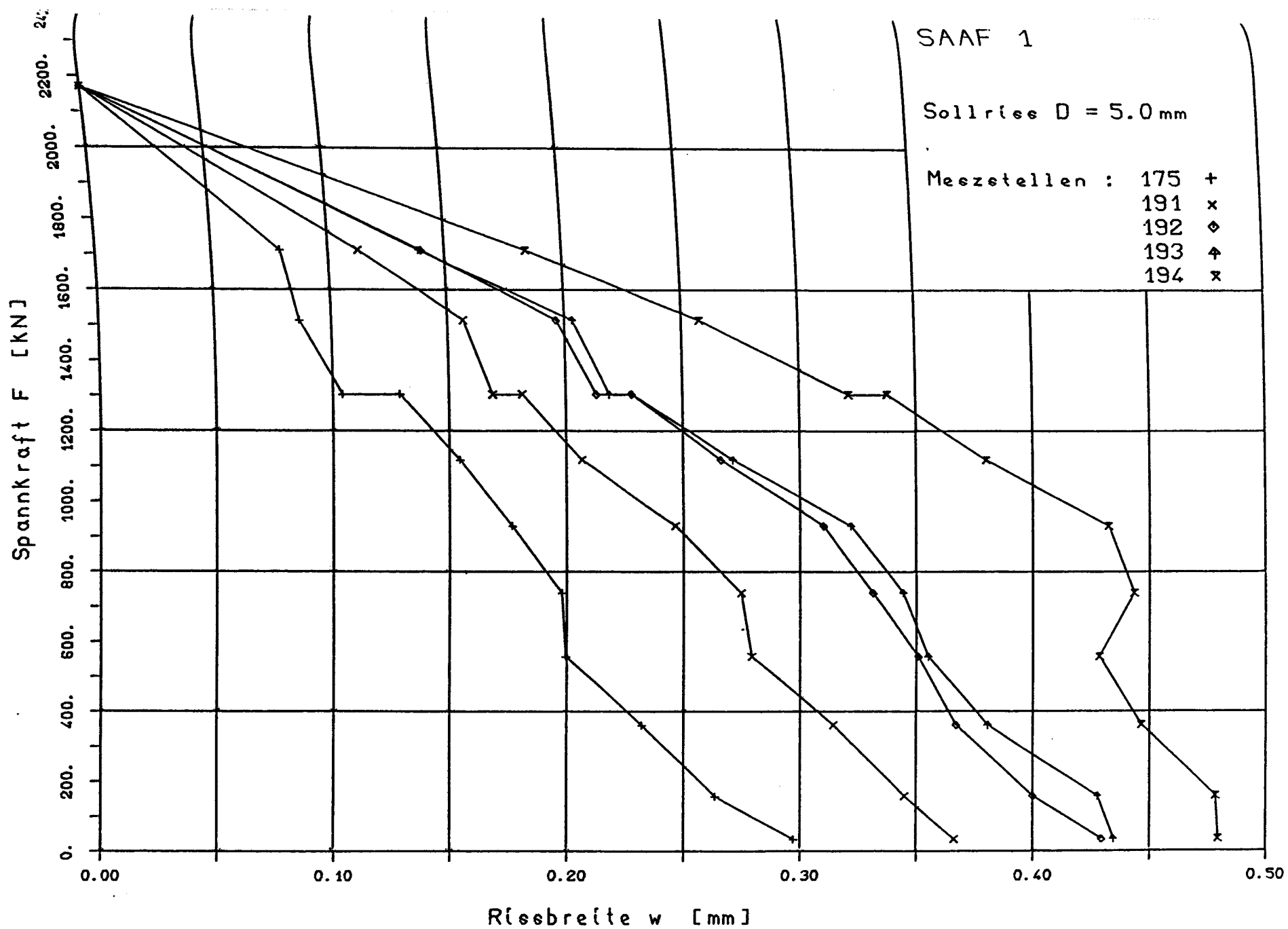


Abb. 4.25: Rißbreitenentwicklung im Sollriß

Spannkraft F [kN]

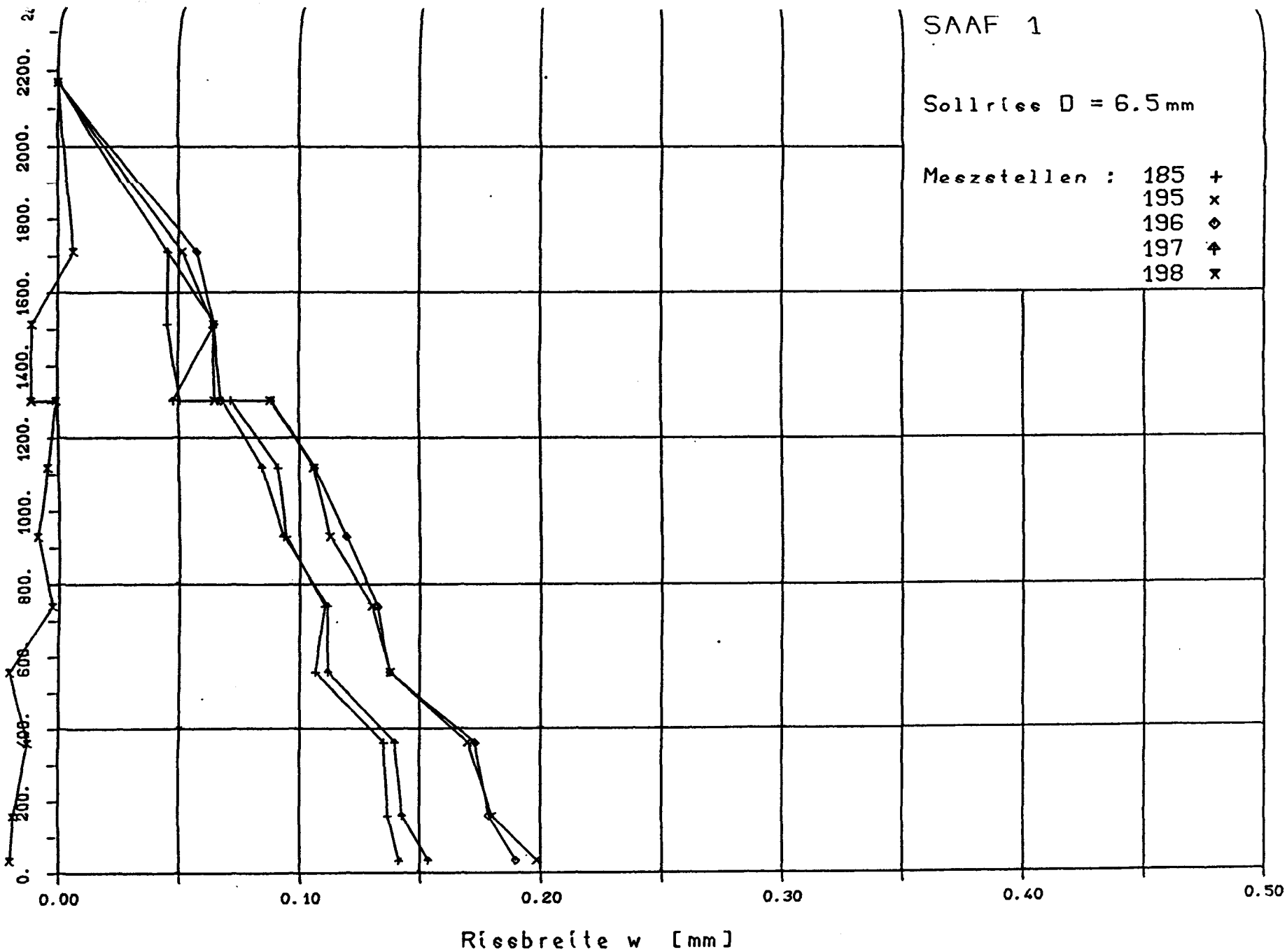


Abb. 4.26: Rissbreitenentwicklung im Sollriss

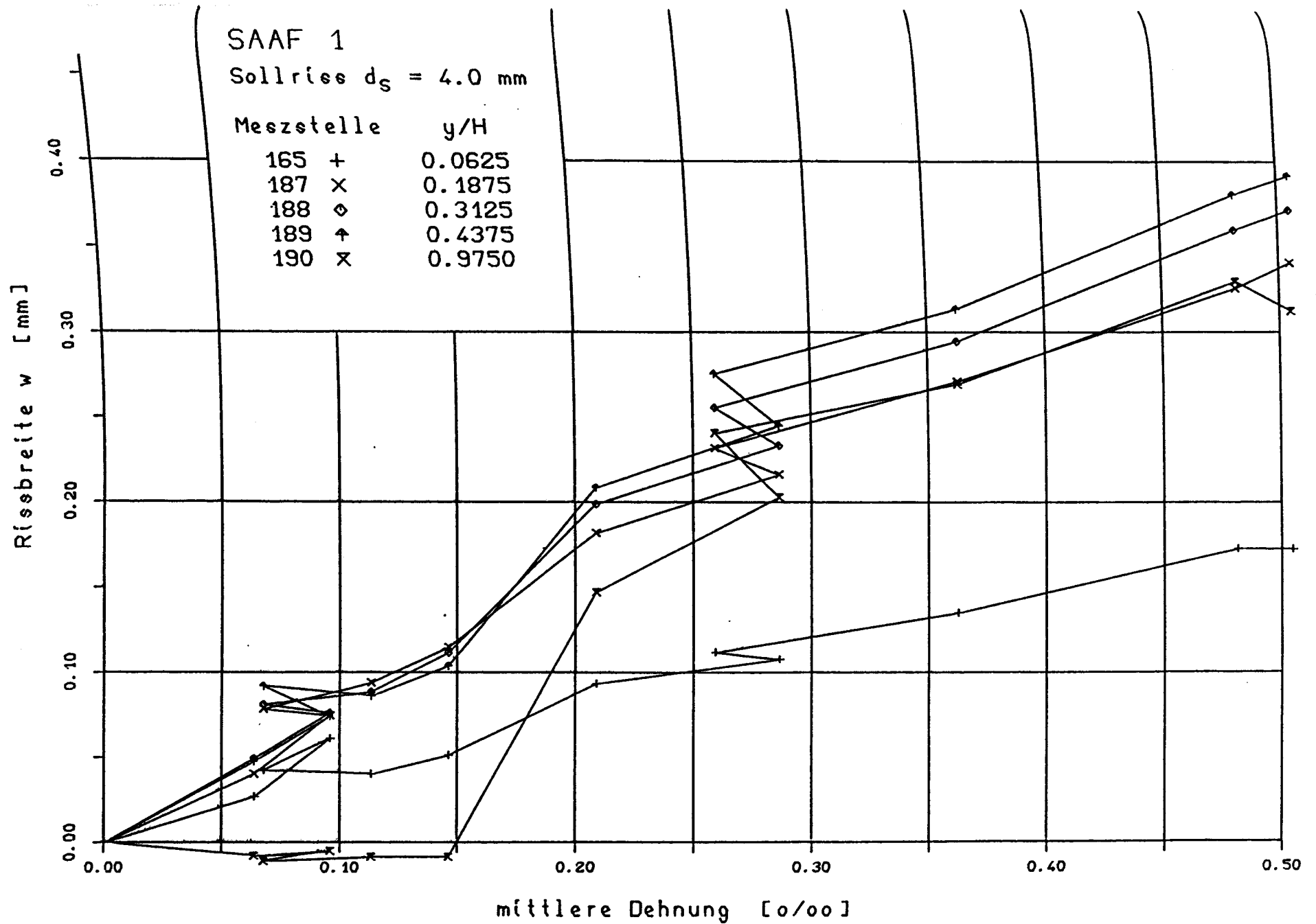


Abb. 4.27: Rißbreitenentwicklung im Sollriß

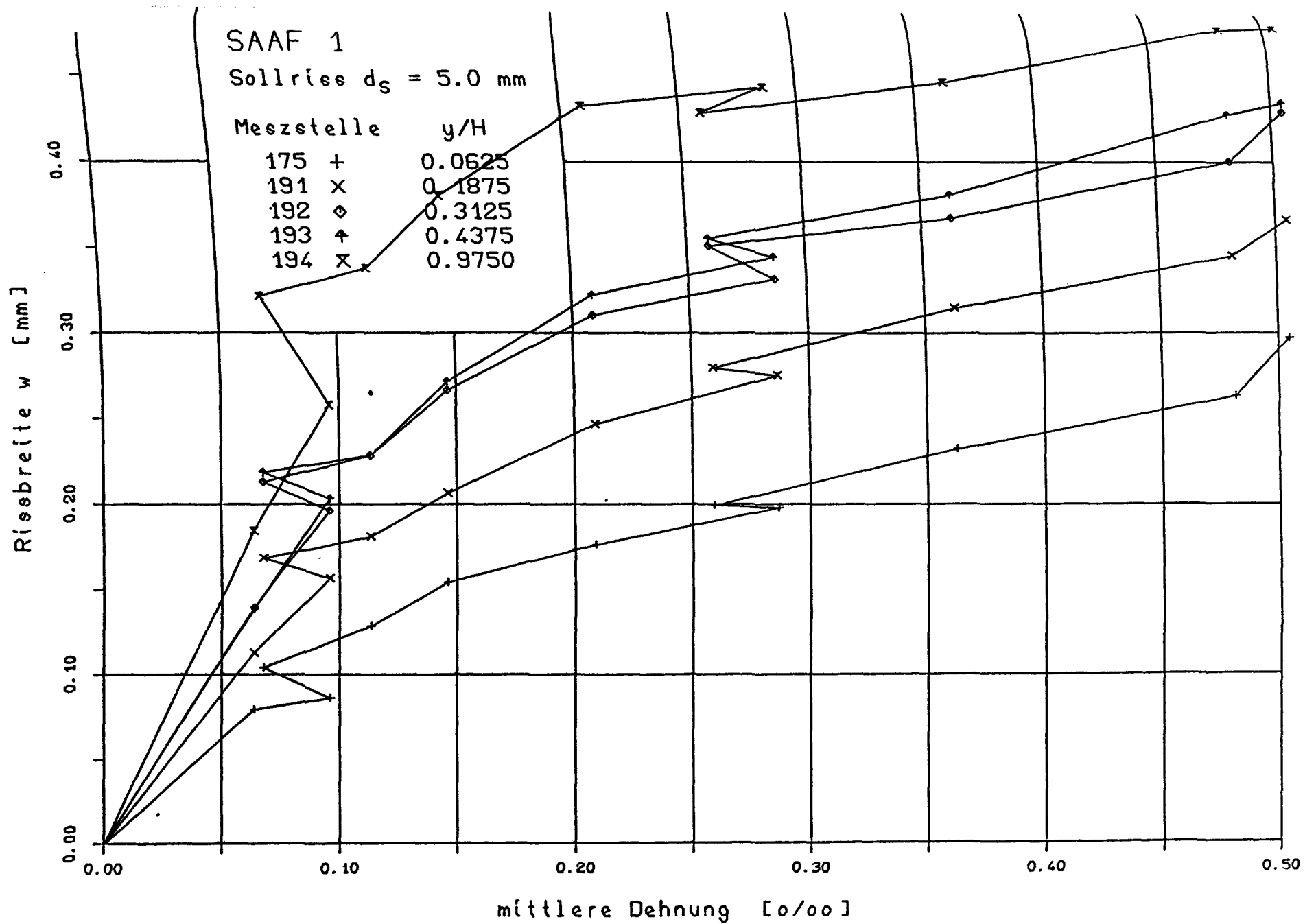


Abb. 4.28: Rißbreitenentwicklung im Sollriß

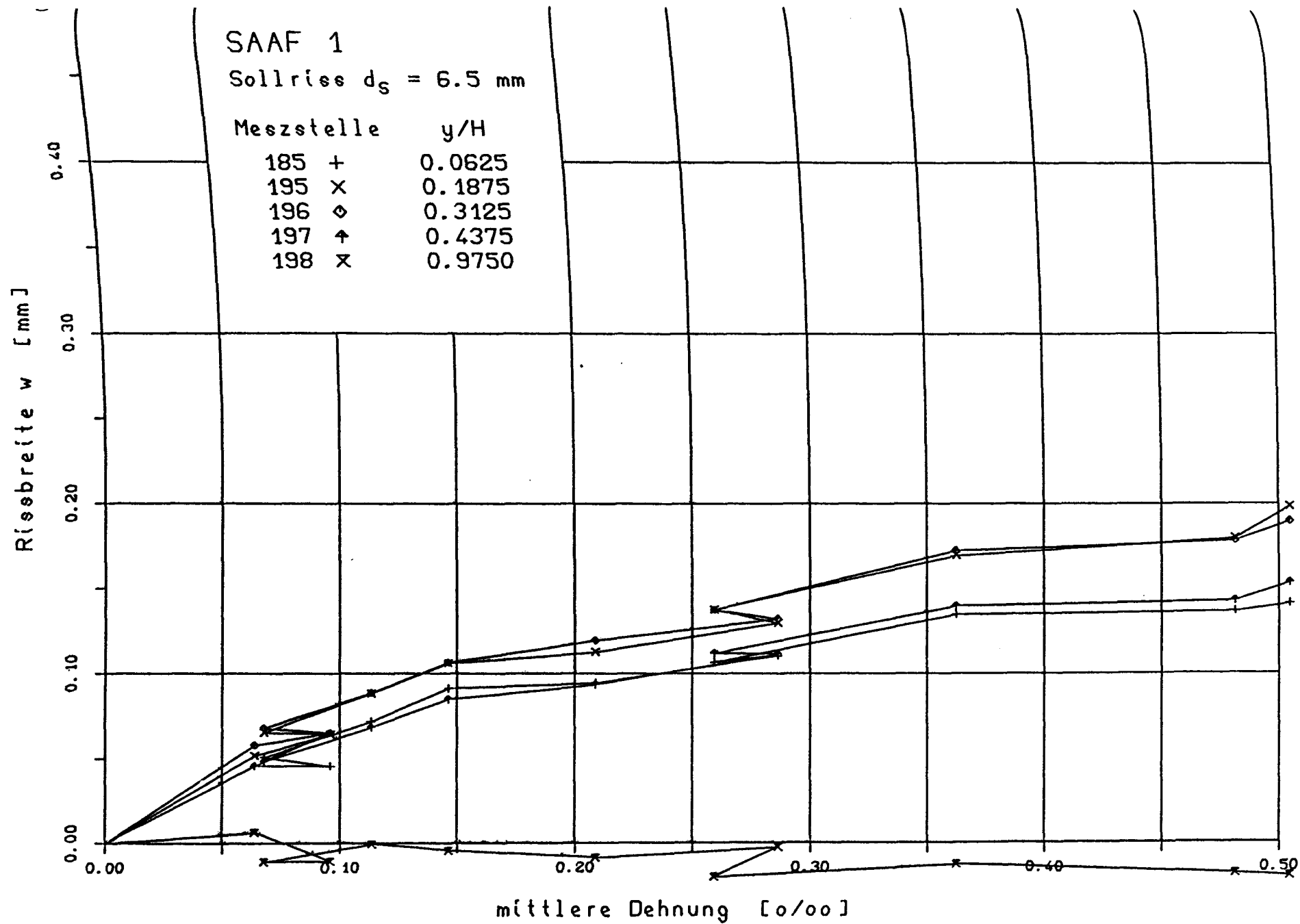


Abb. 4.29: Rißbreitenentwicklung im Sollriß

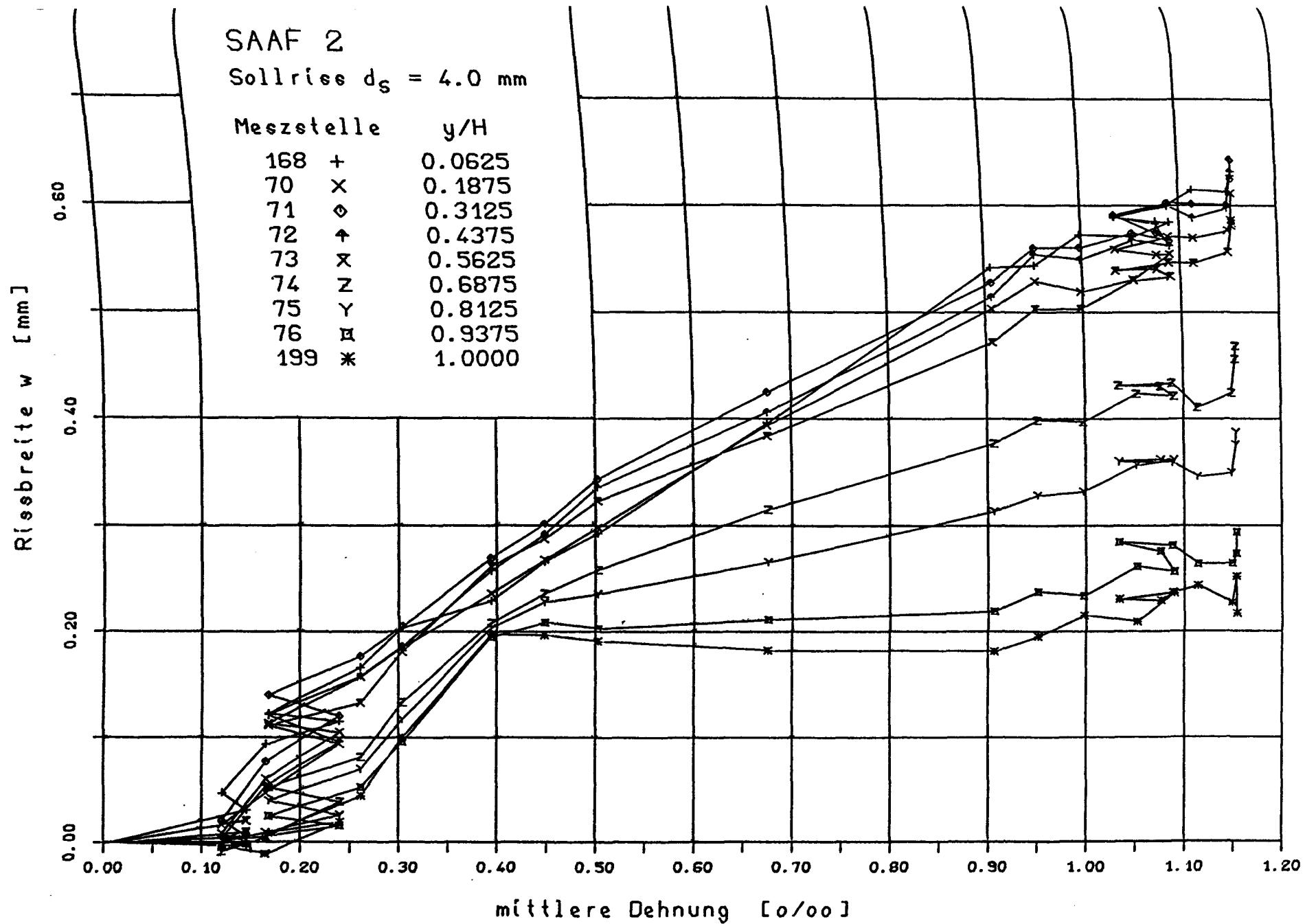
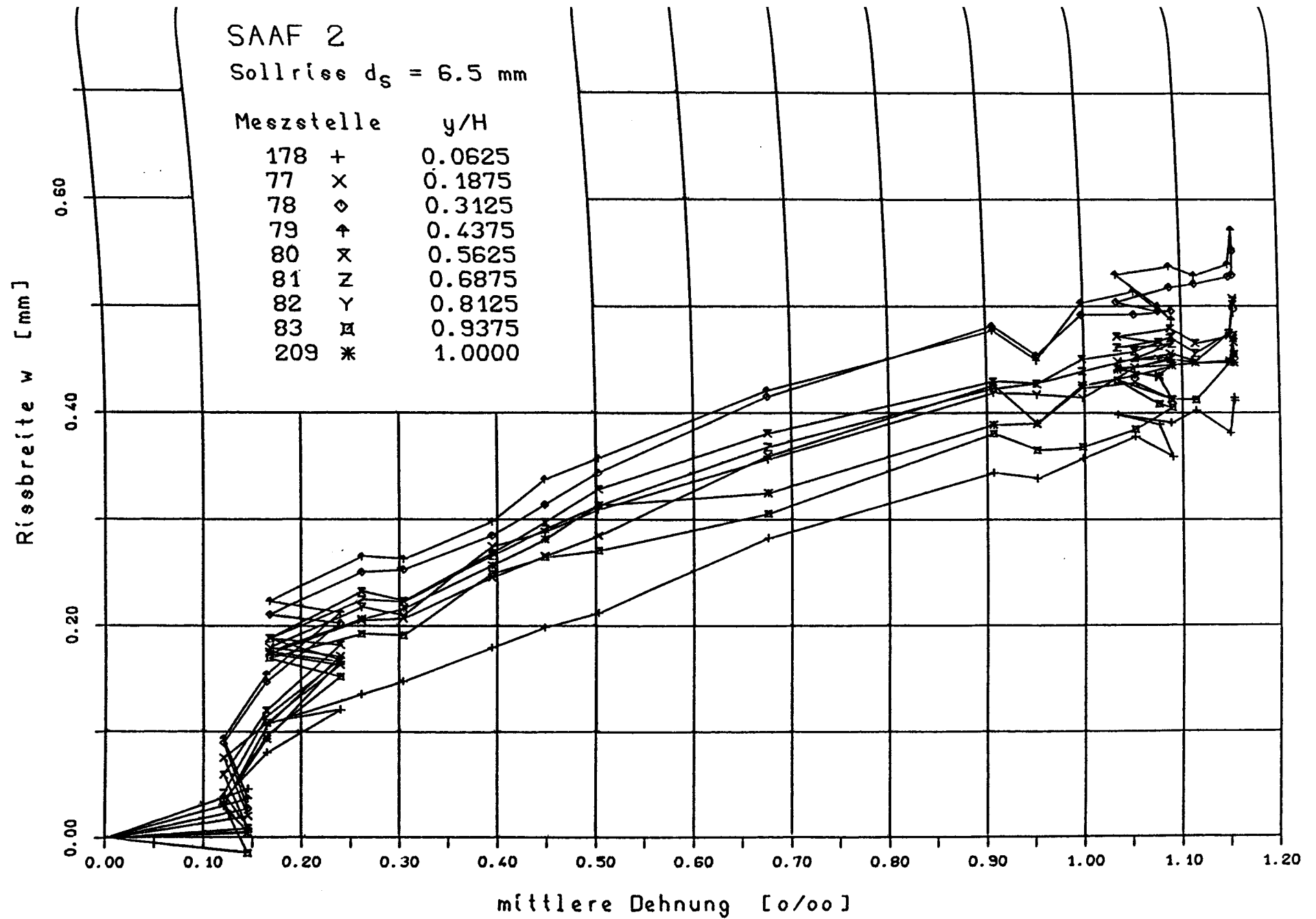


Abb. 4.30: Rißbreitenentwicklung im Sollriß



..Abb. 4.31: Rißbreitenentwicklung im Sollriß

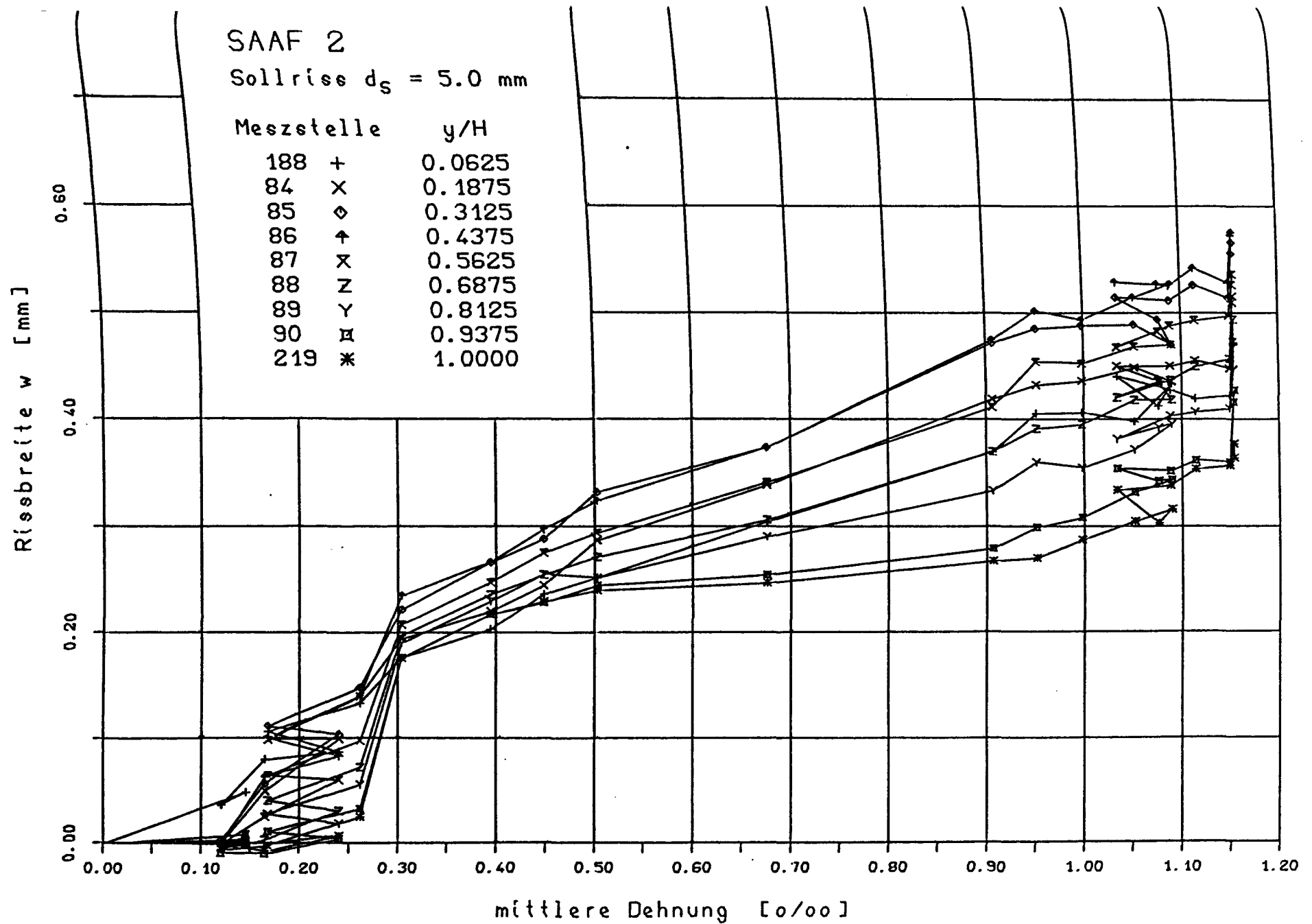


Abb. 4.32: Rißbreitenentwicklung im Sollriß

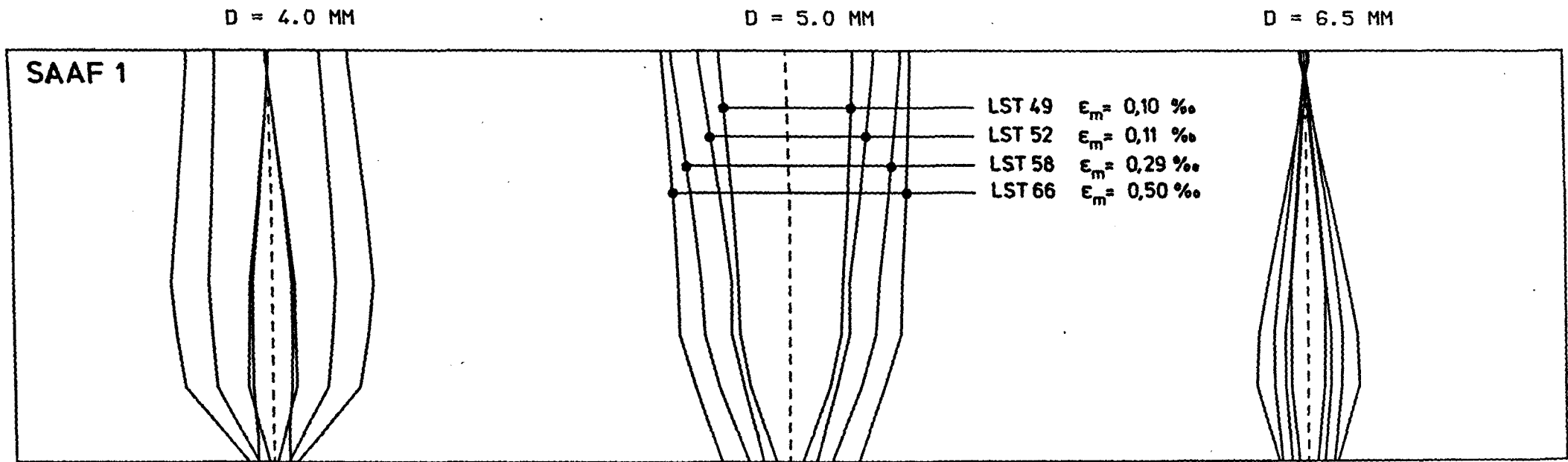


Abb. 4.33: RISSBREITEN IN LASTSTUFE 49 52 58 66

1 CM ENTSpricht 0.110 MM

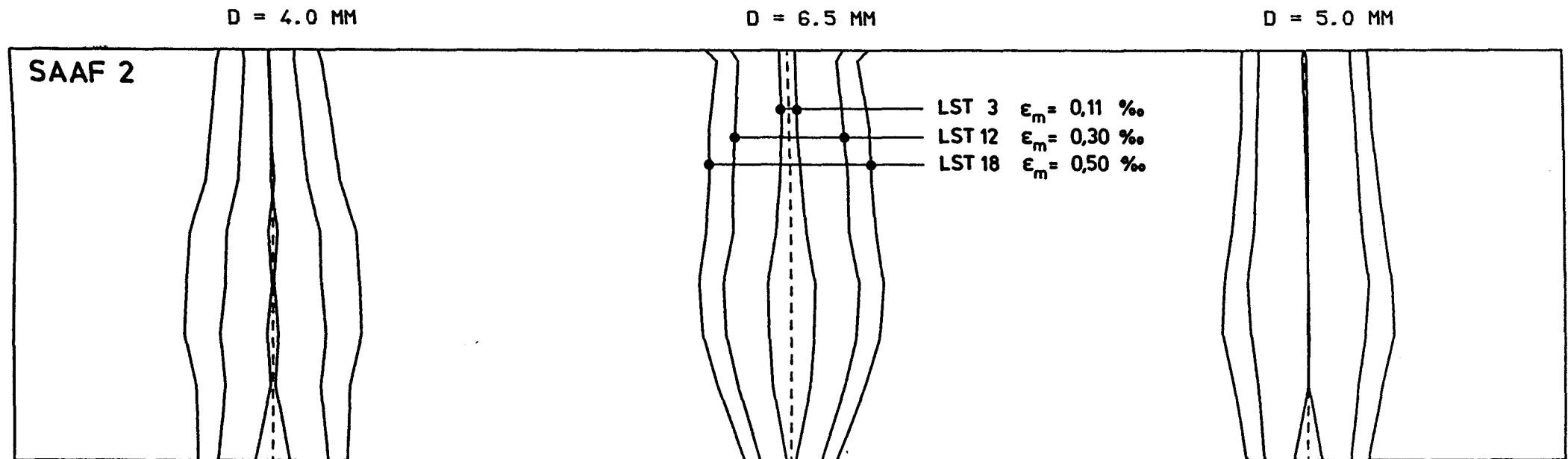


Abb. 4.34: RISSBREITEN IN LASTSTUFE 3 12 18

1 CM. ENTSPRICHT 0.110 MM

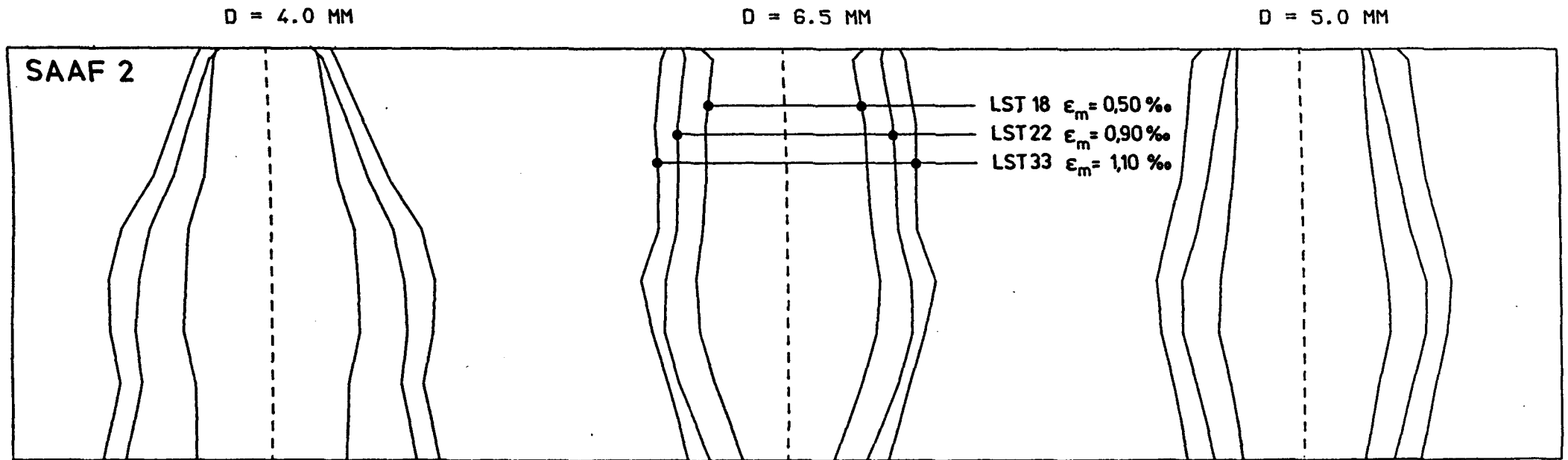


Abb. 4.35: RISSBREITEN IN LASTSTUFE 18 22 33

1 CM ENTSPRICHT 0.110 MM

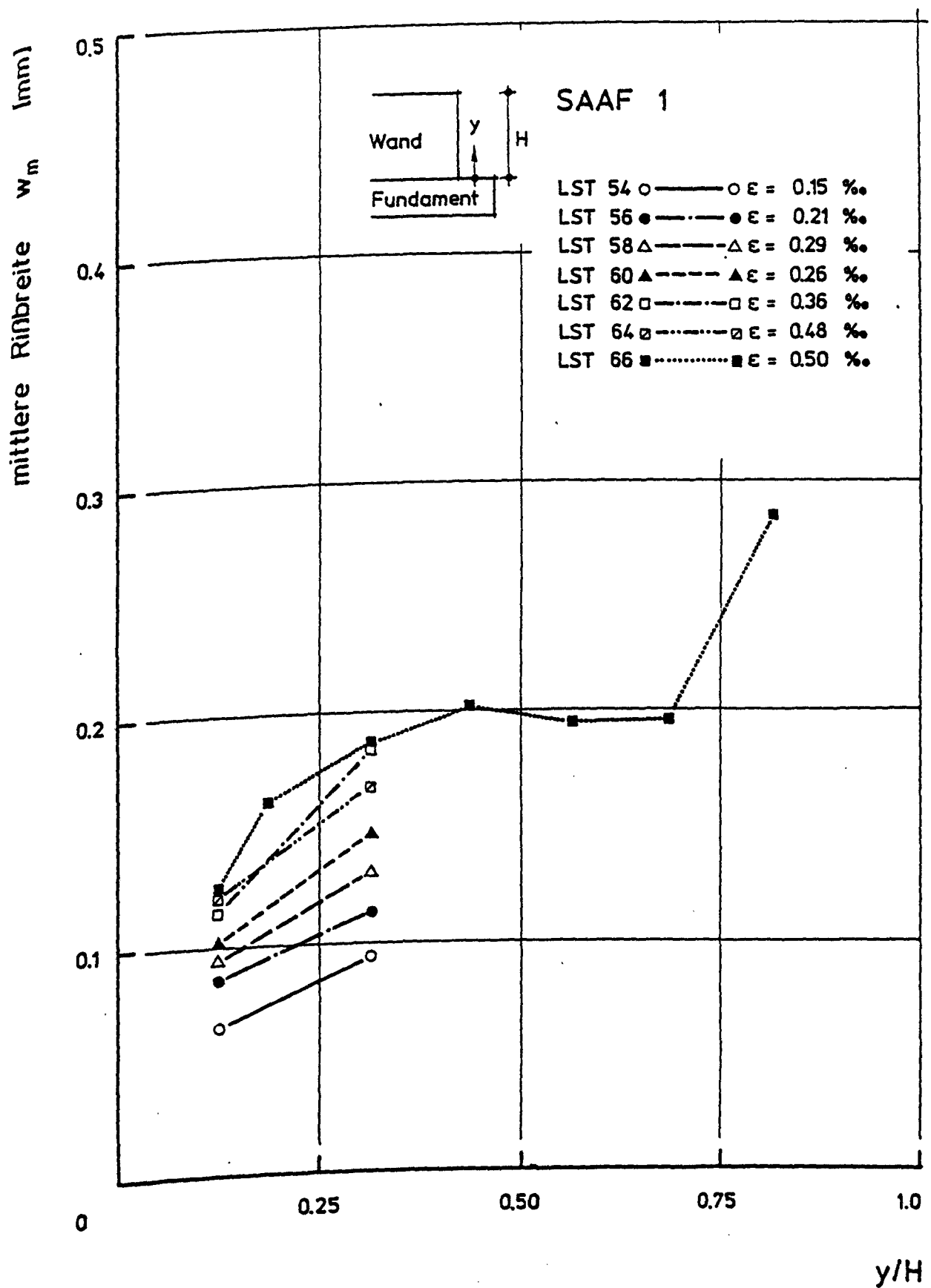


Abb. 4.36: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von Wandhöhe und Zwangdehnung

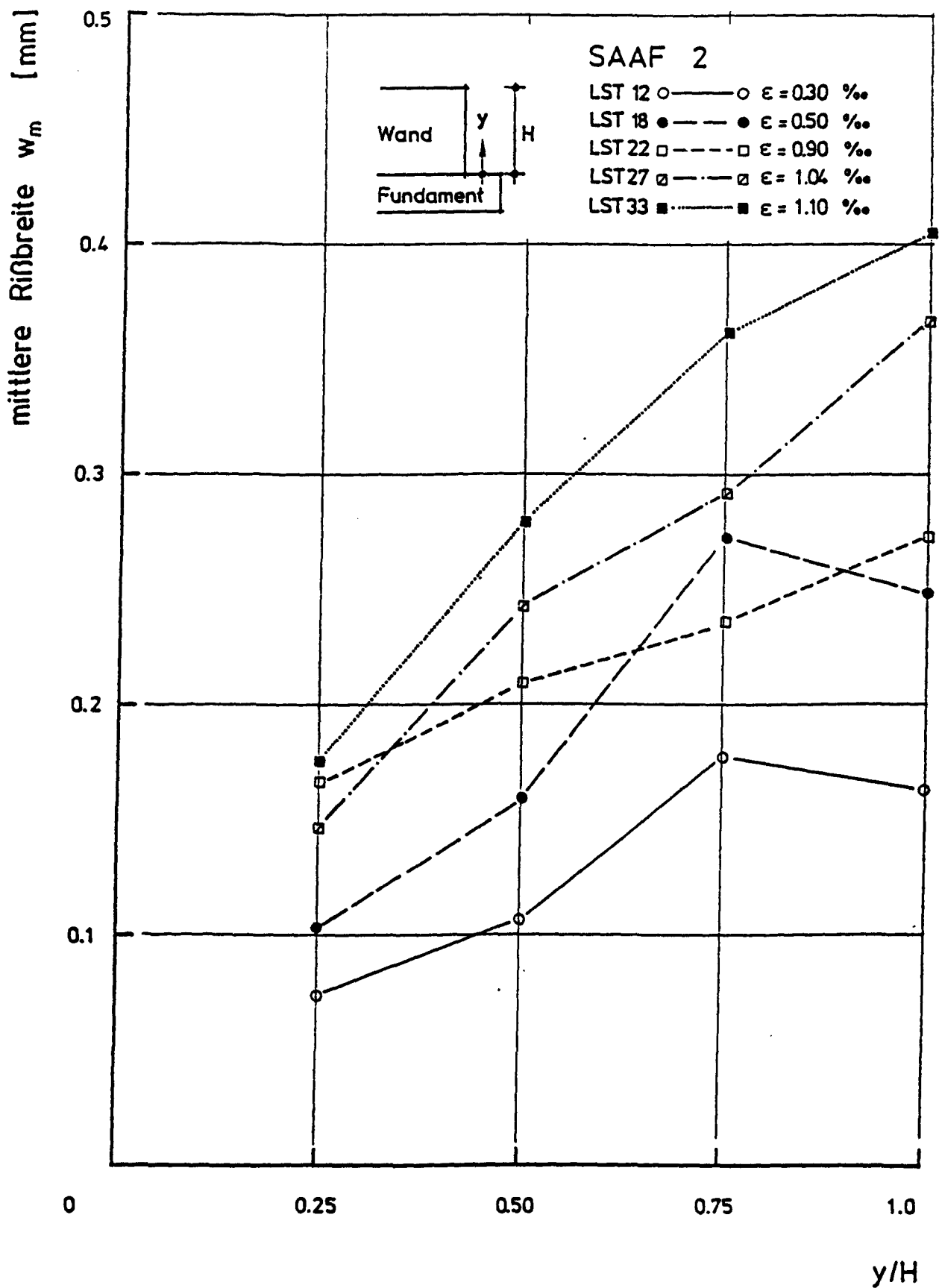


Abb. 4.37: Mittlere Rißbreite in Abhängigkeit von Wandhöhe und Zwangdehnung

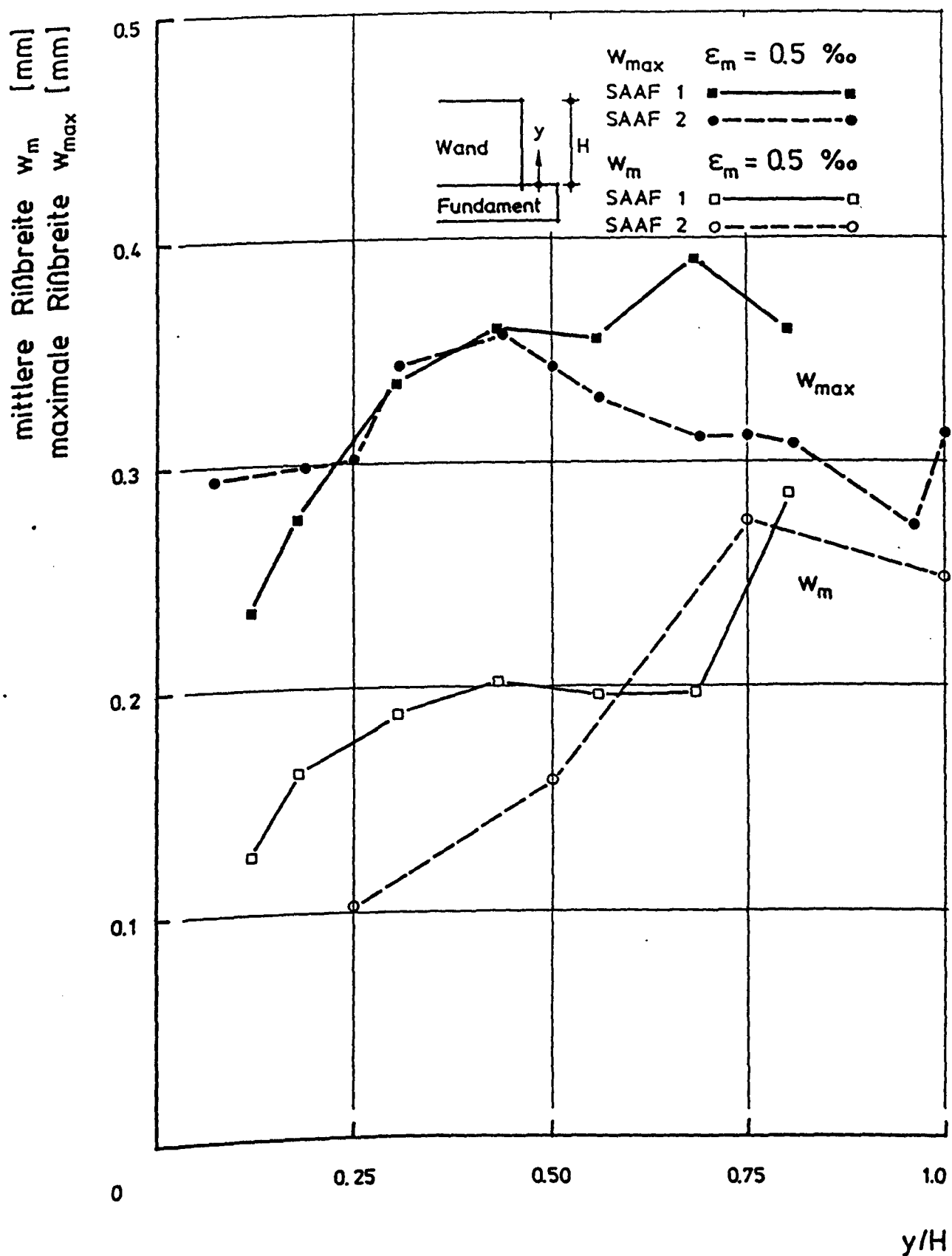


Abb. 4.38: Verlauf von mittlerer und maximaler Rißbreite

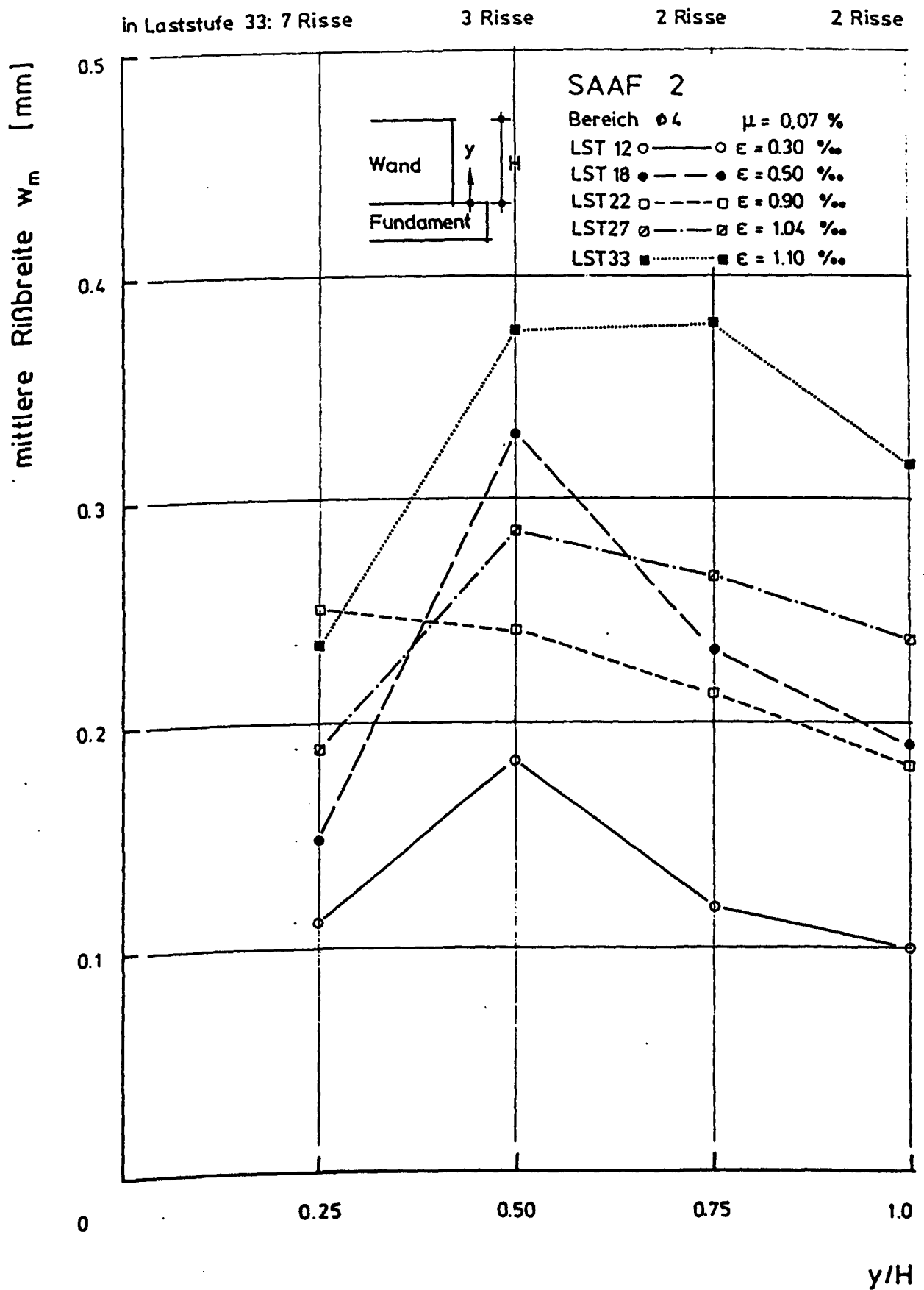


Abb. 4.39: Mittlere Rißbreite in einem Bewehrungsabschnitt

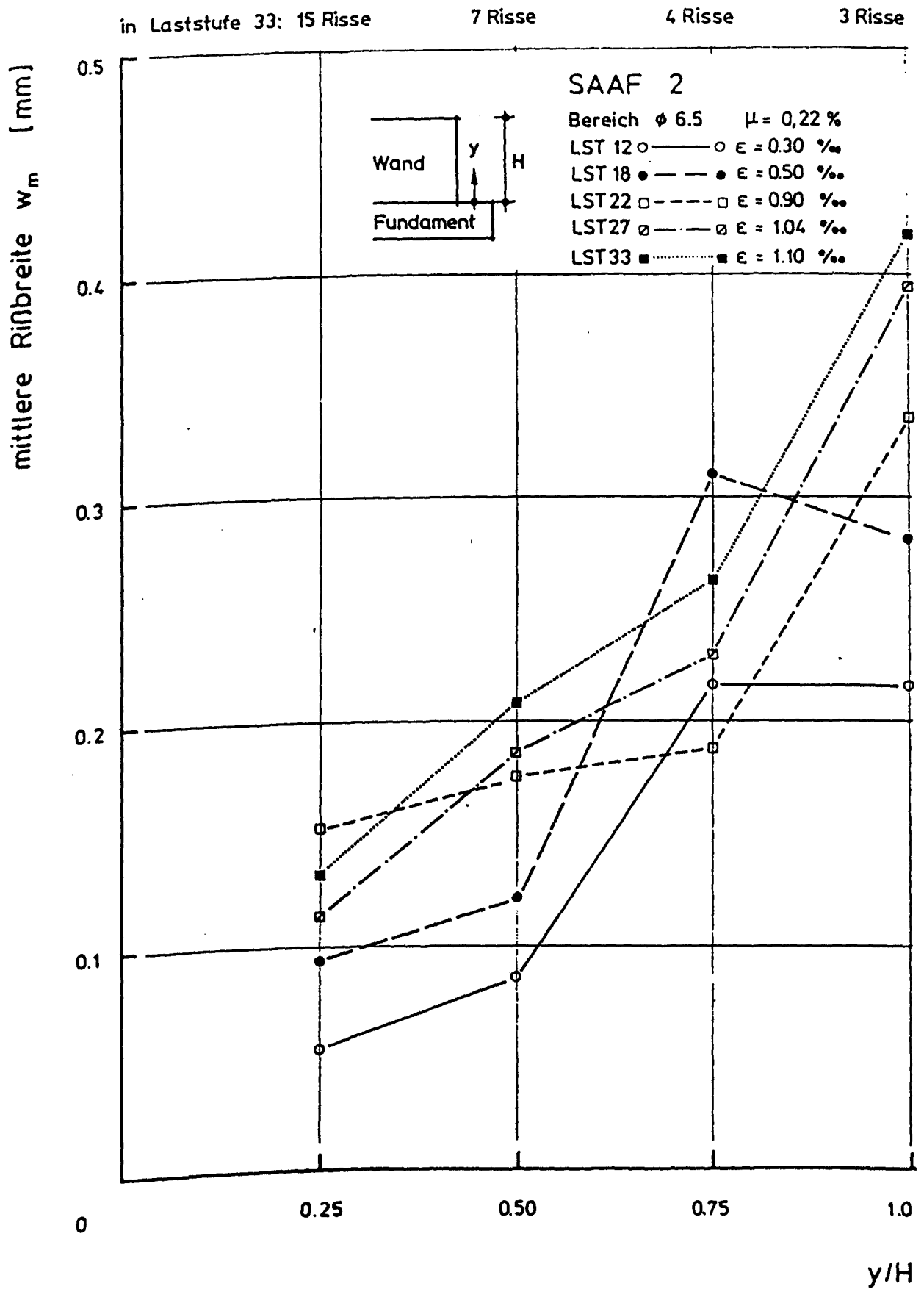


Abb. 4.40: Mittlere Rißbreite in einem Bewehrungsabschnitt

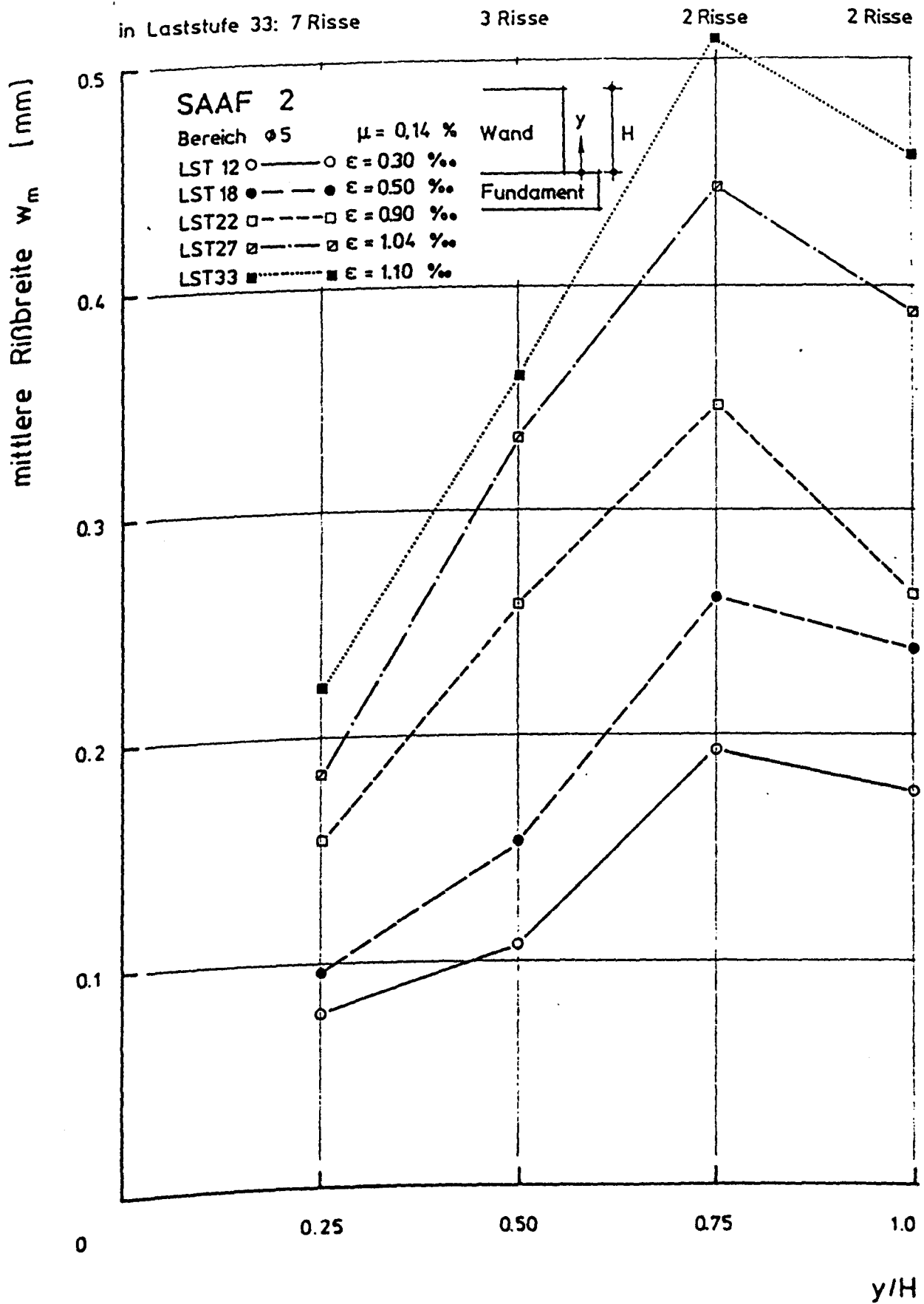


Abb. 4.41: Mittlere Rißbreite in einem Bewehrungsabschnitt

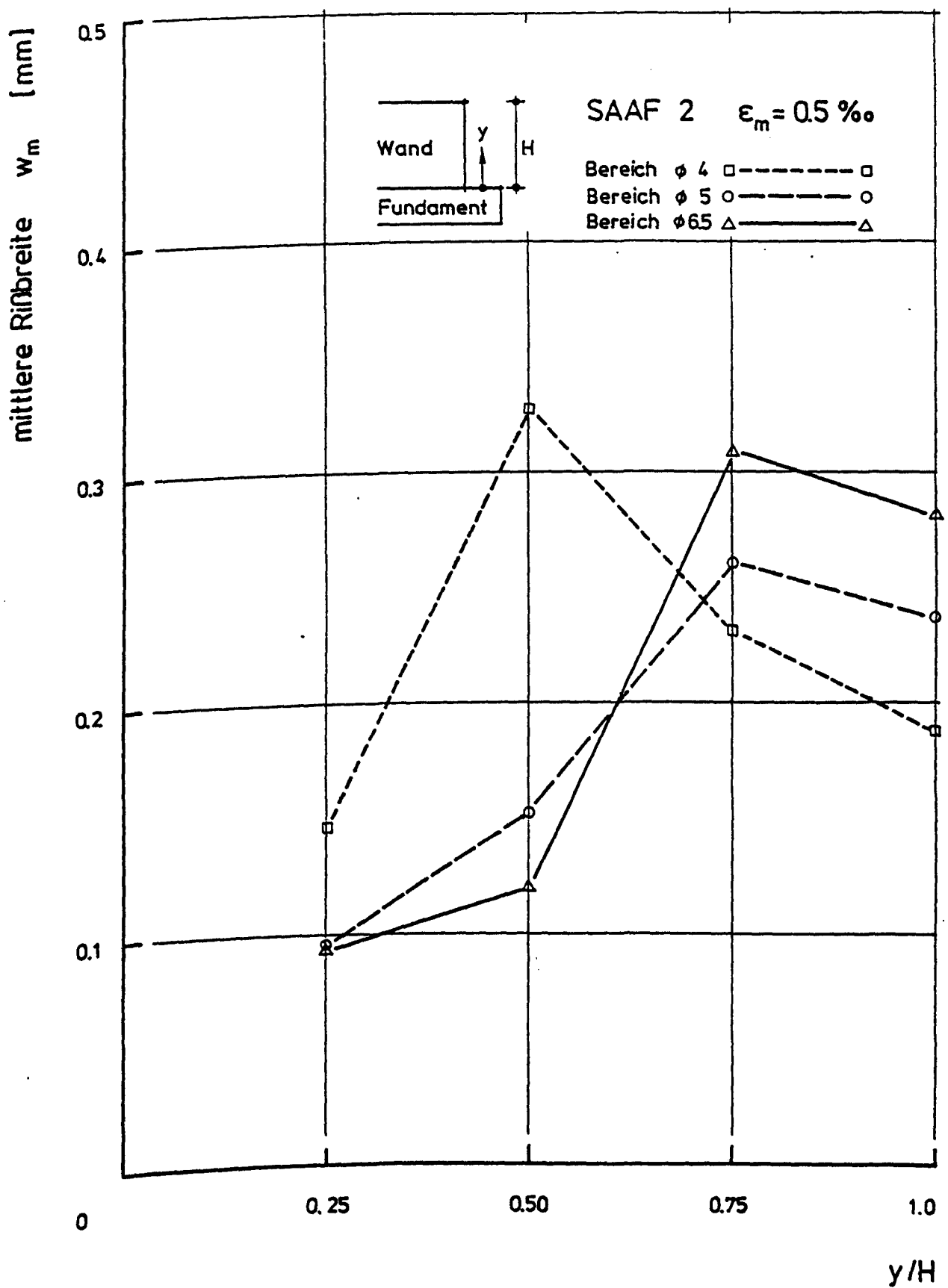


Abb. 4.42: Mittlere Rißbreite auf unterschiedlich bewehrten Wandabschnitten

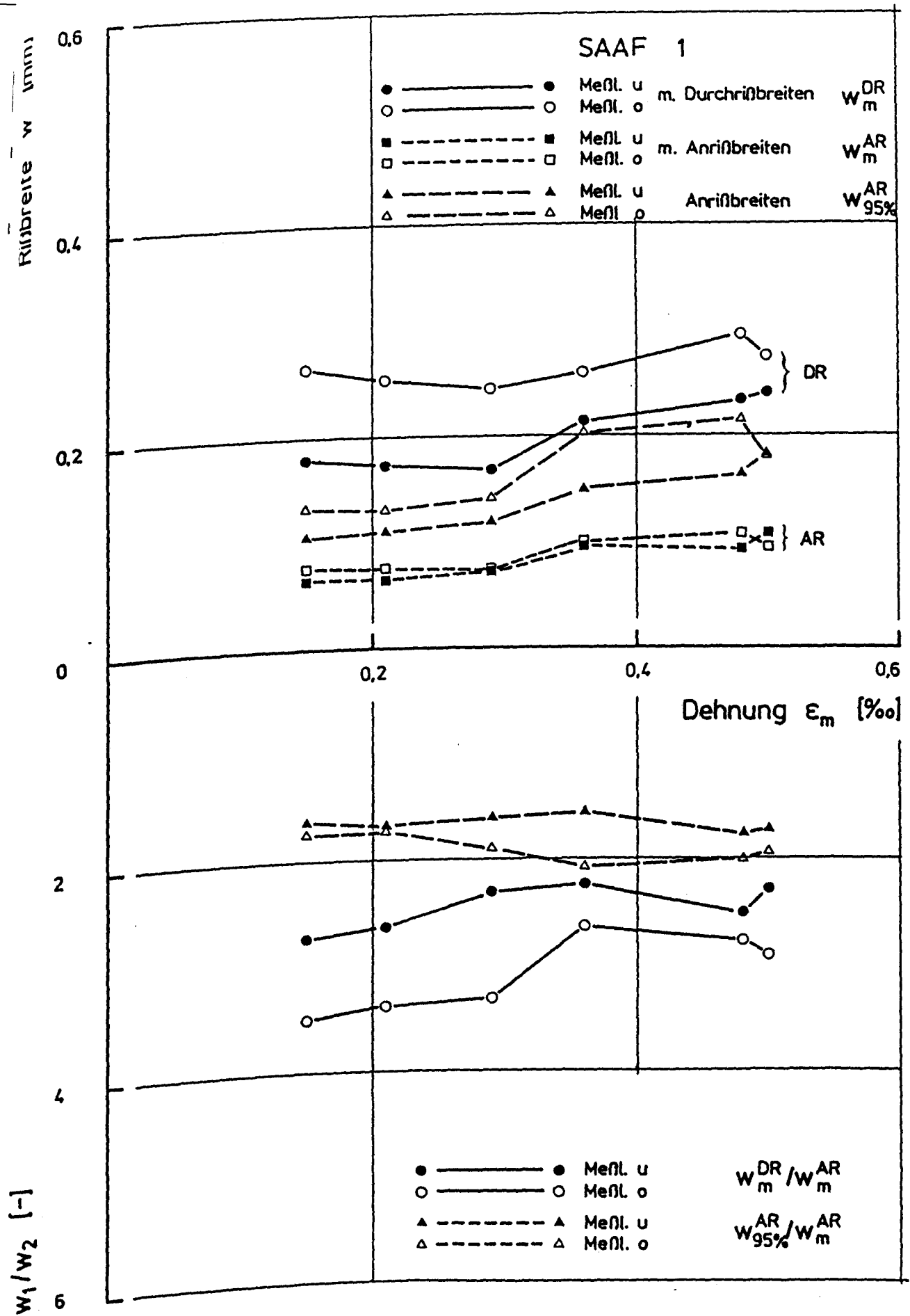


Abb. 4.43: Rißbreitenvergleich Anrisse - Durchrisse

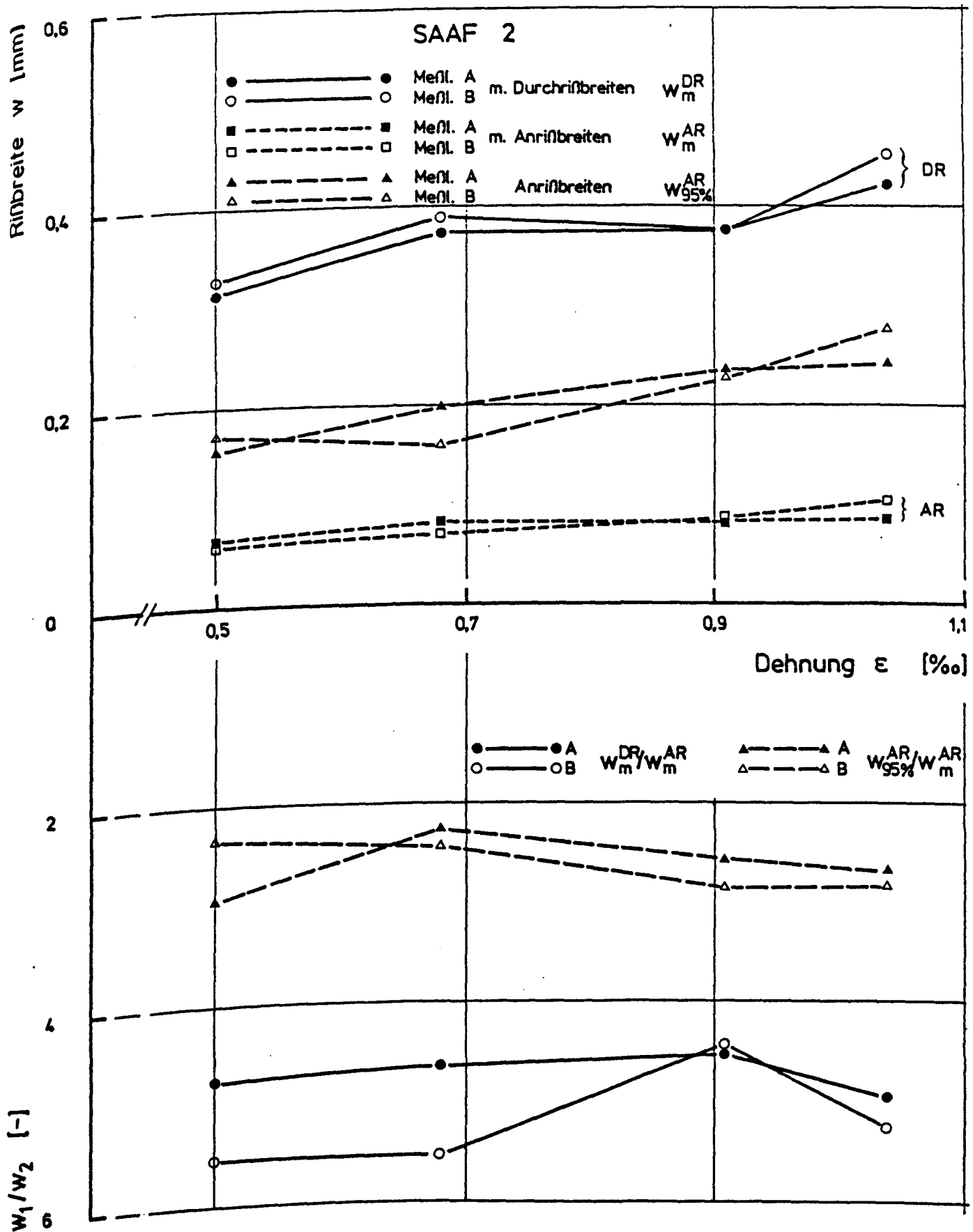


Abb. 4.44: Rißbreitenvergleich Anrisse - Durchrisse

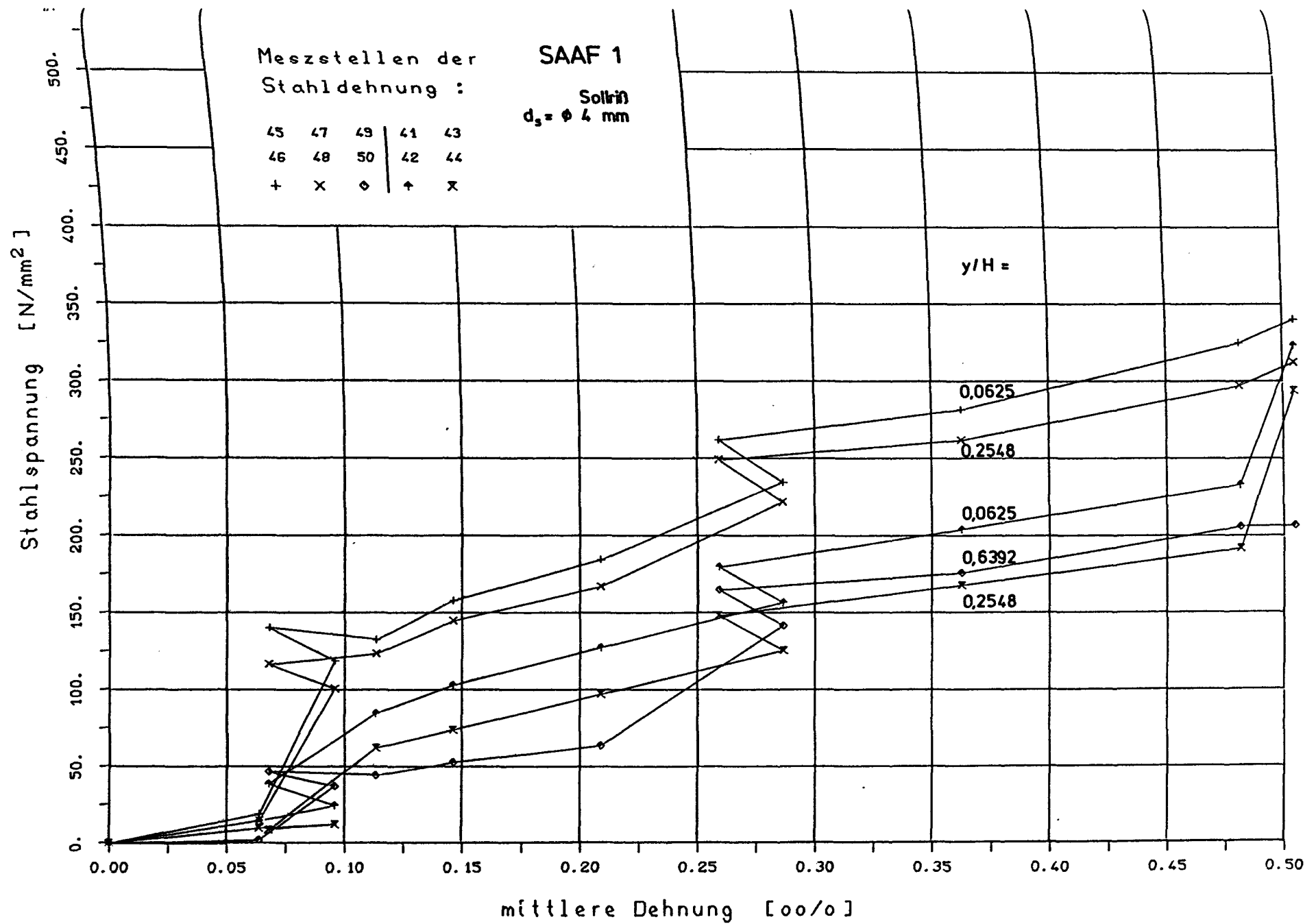


Abb. 4.45: Stahlspannungsentwicklung

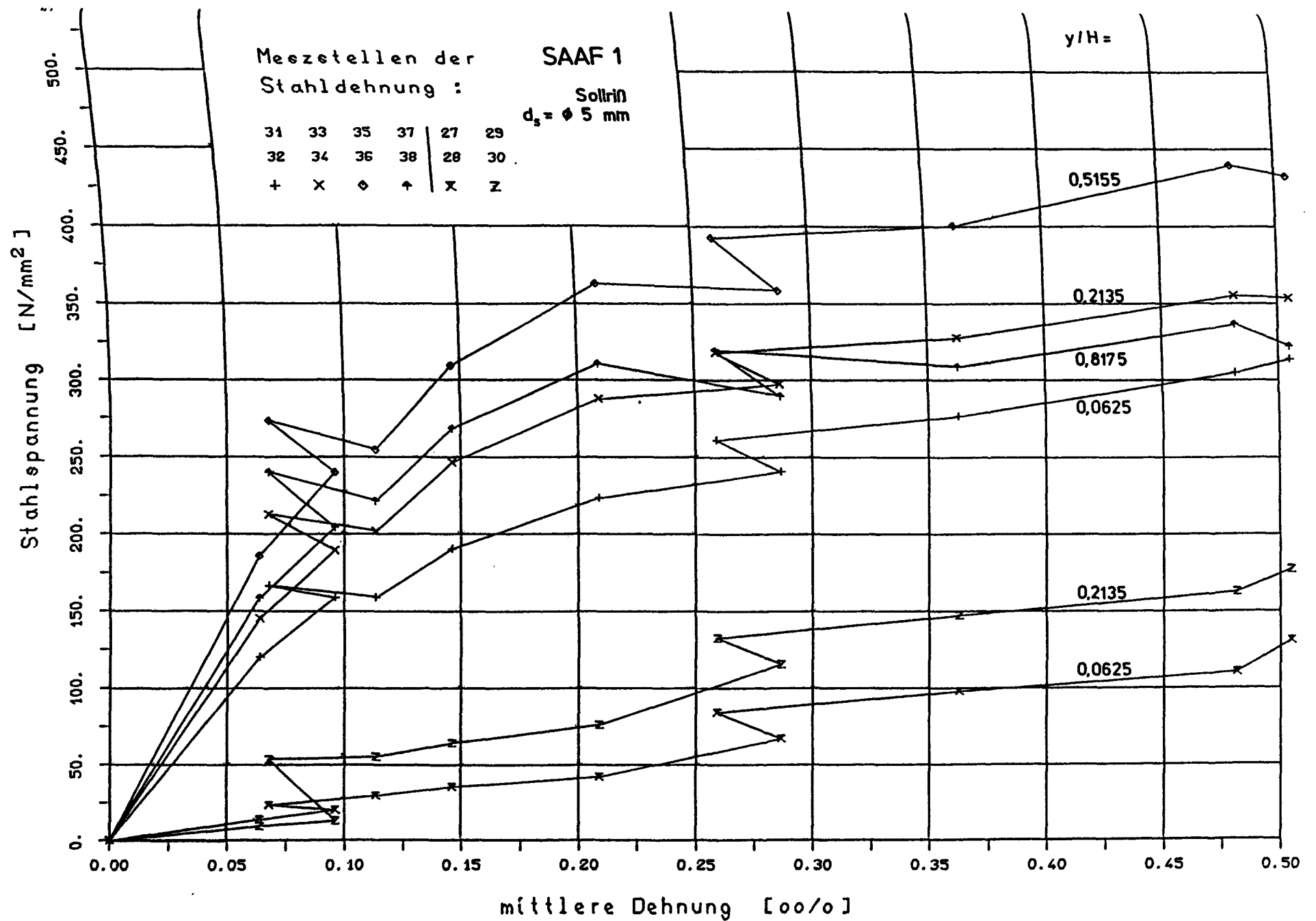
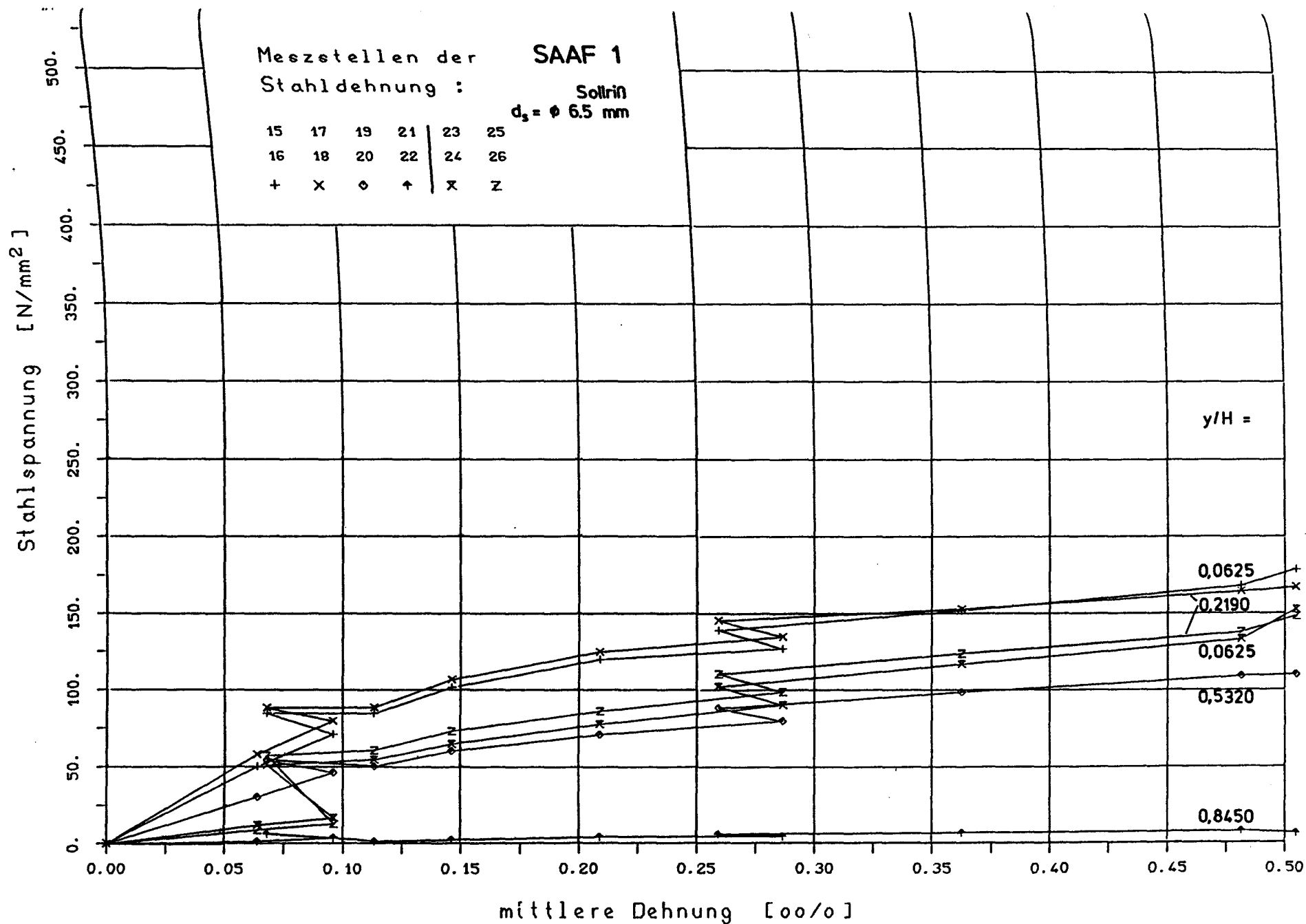
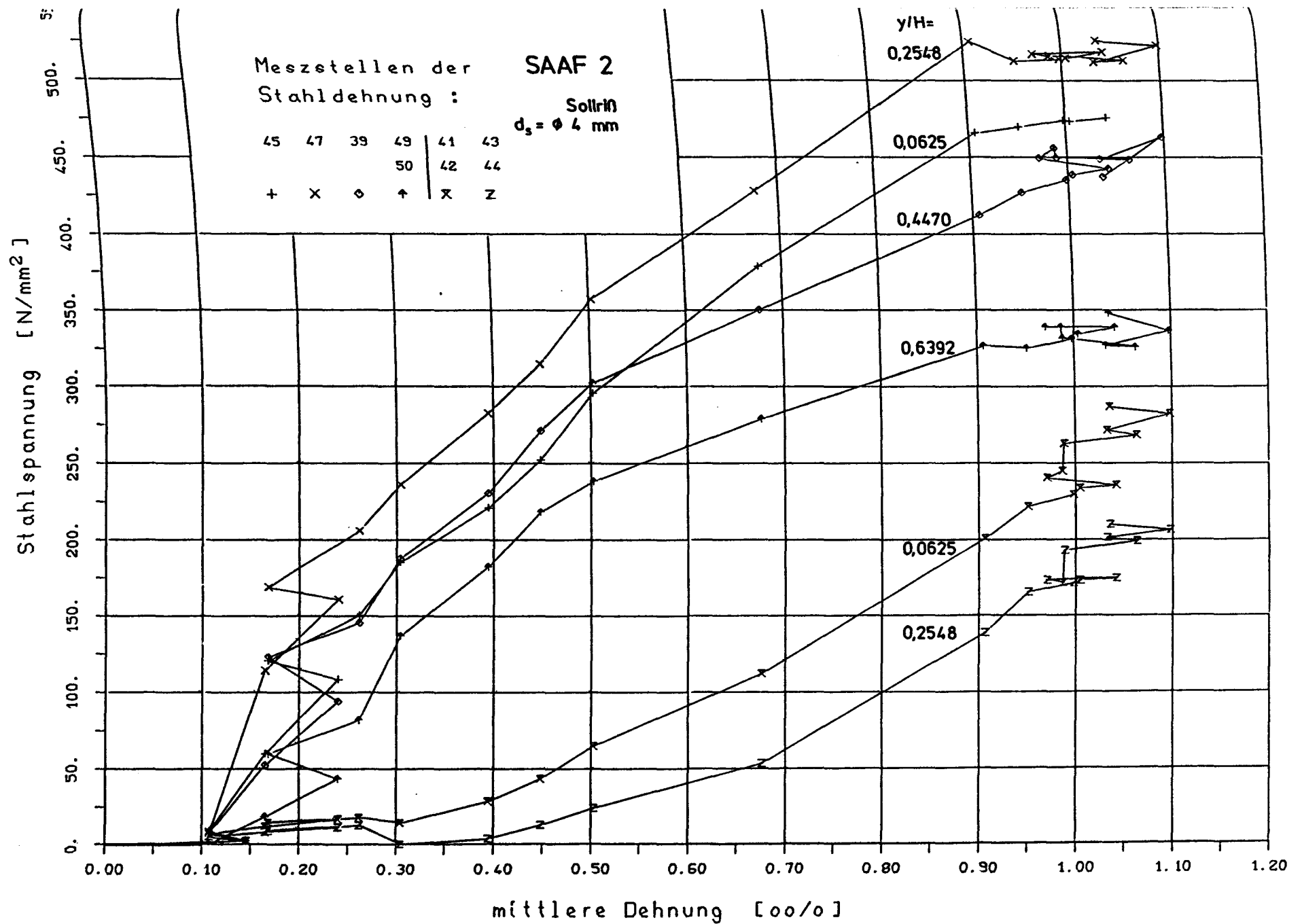


Abb. 4.46: Stahlspannungsentwicklung





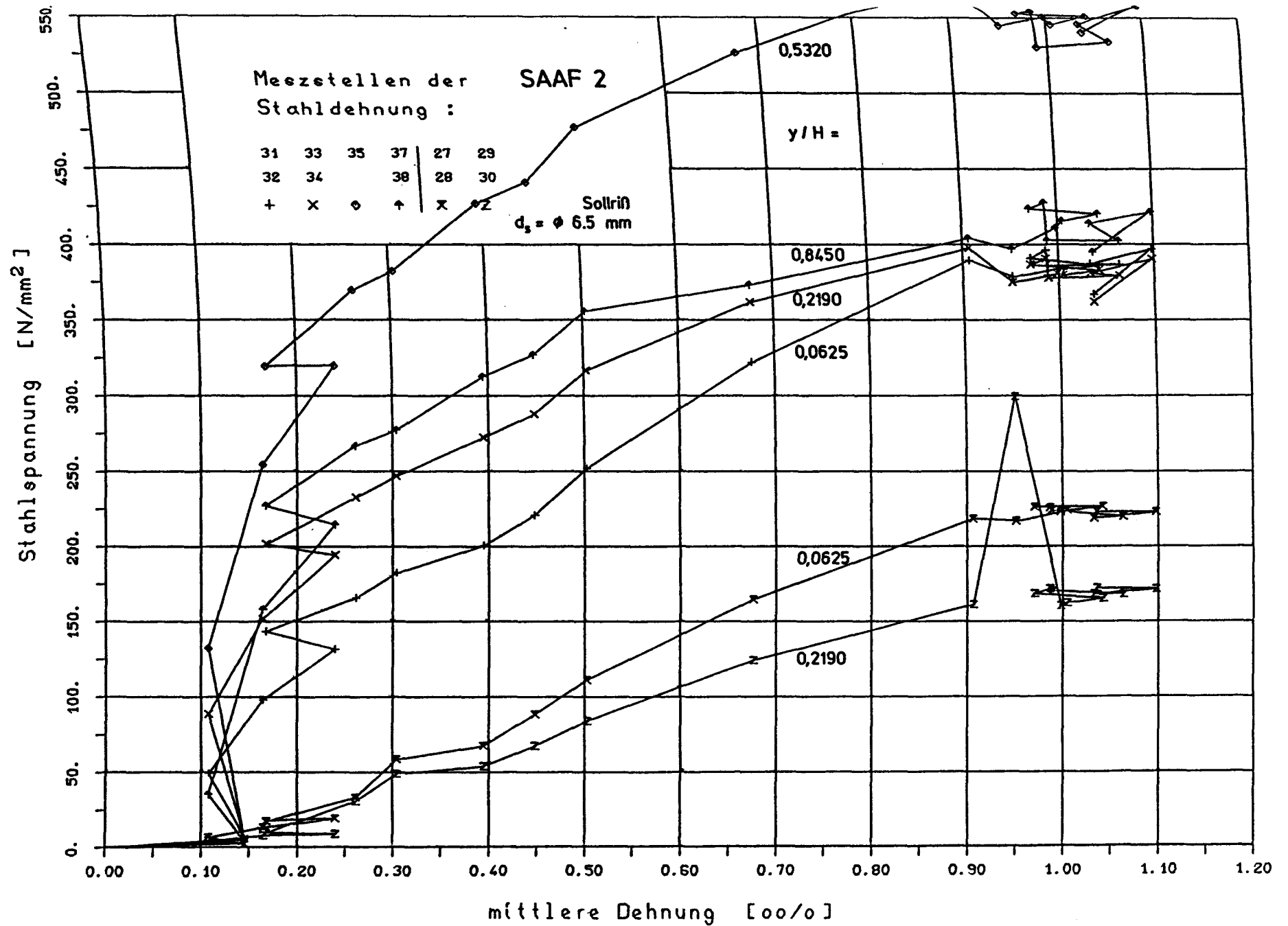


Abb. 4.49: Stahlspannungsentwicklung

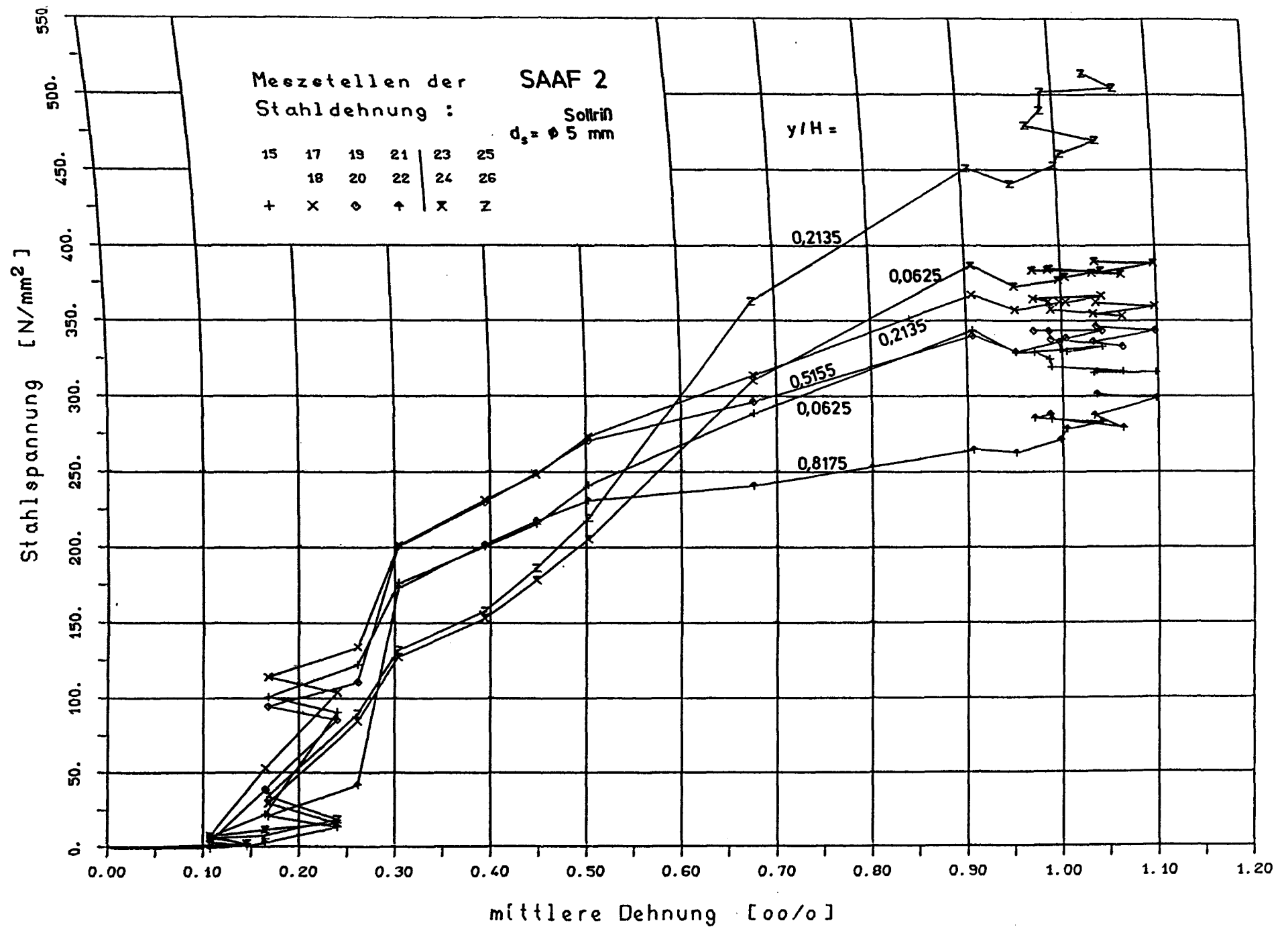


Abb. 4.50: Stahlspannungsentwicklung

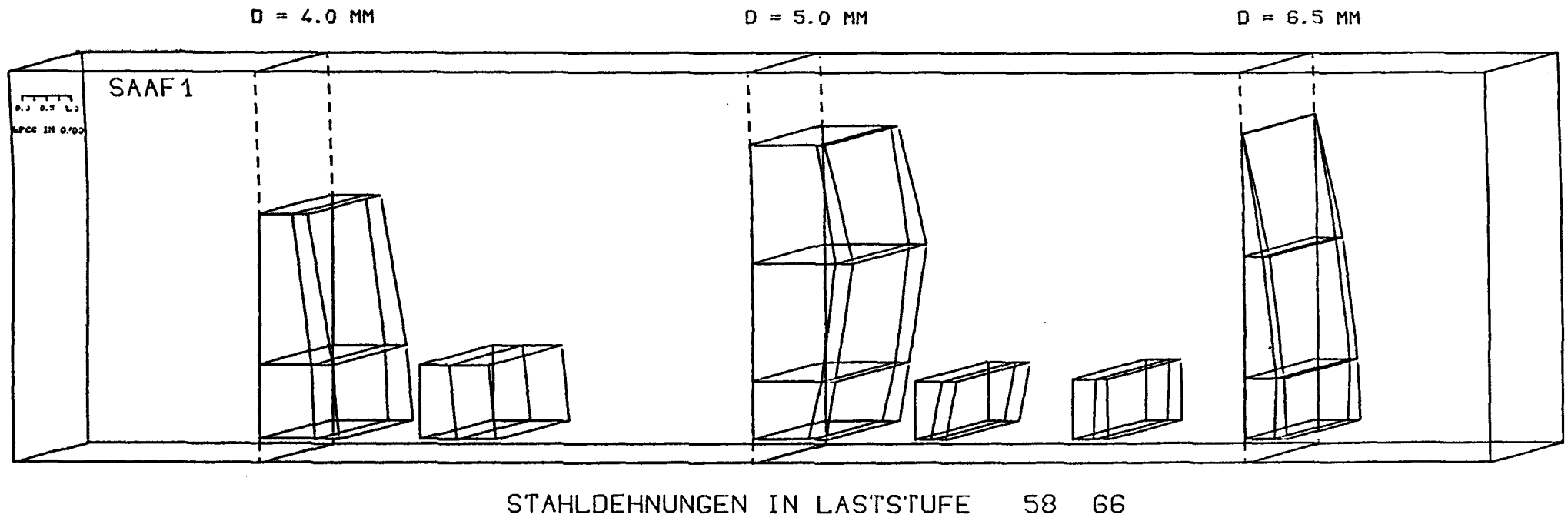


Abb. 4.51: Dehnungen der Oberflächenbewehrung

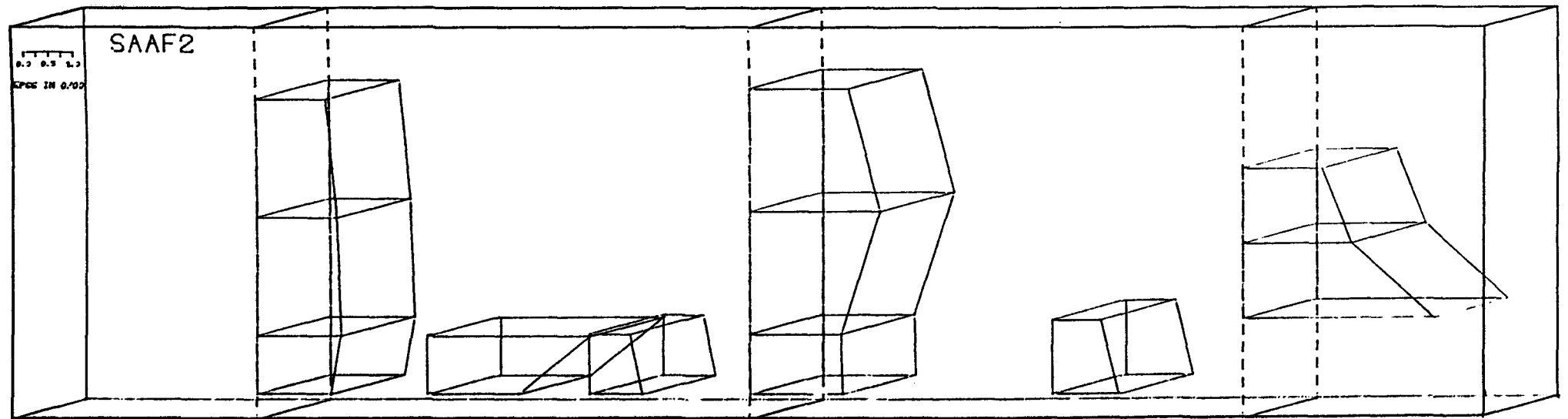
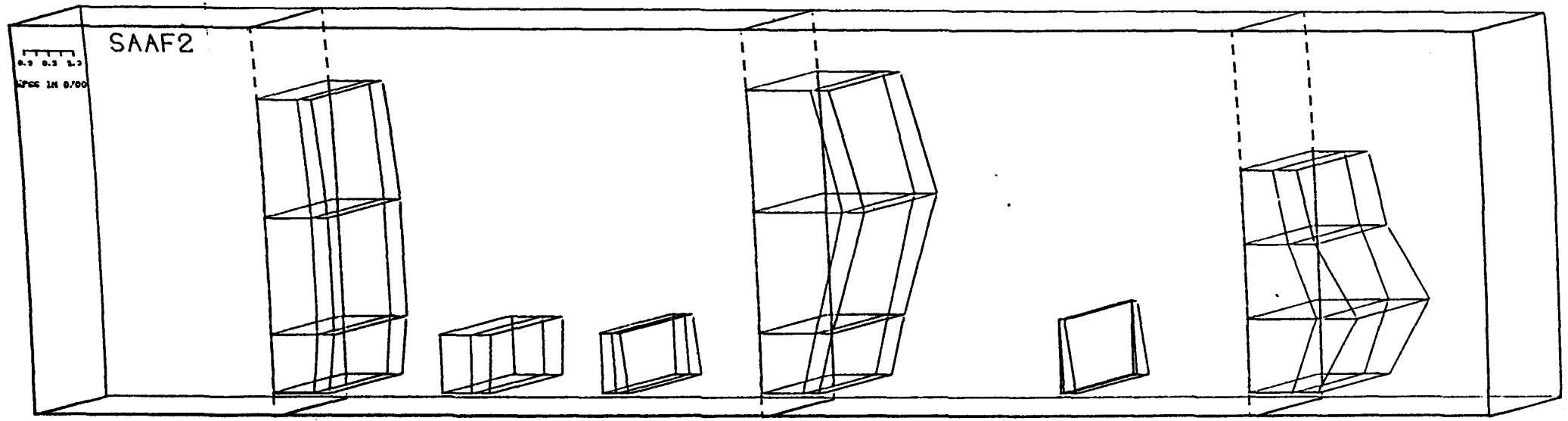


Abb. 4.52: Dehnungen der Oberflächenbewehrung

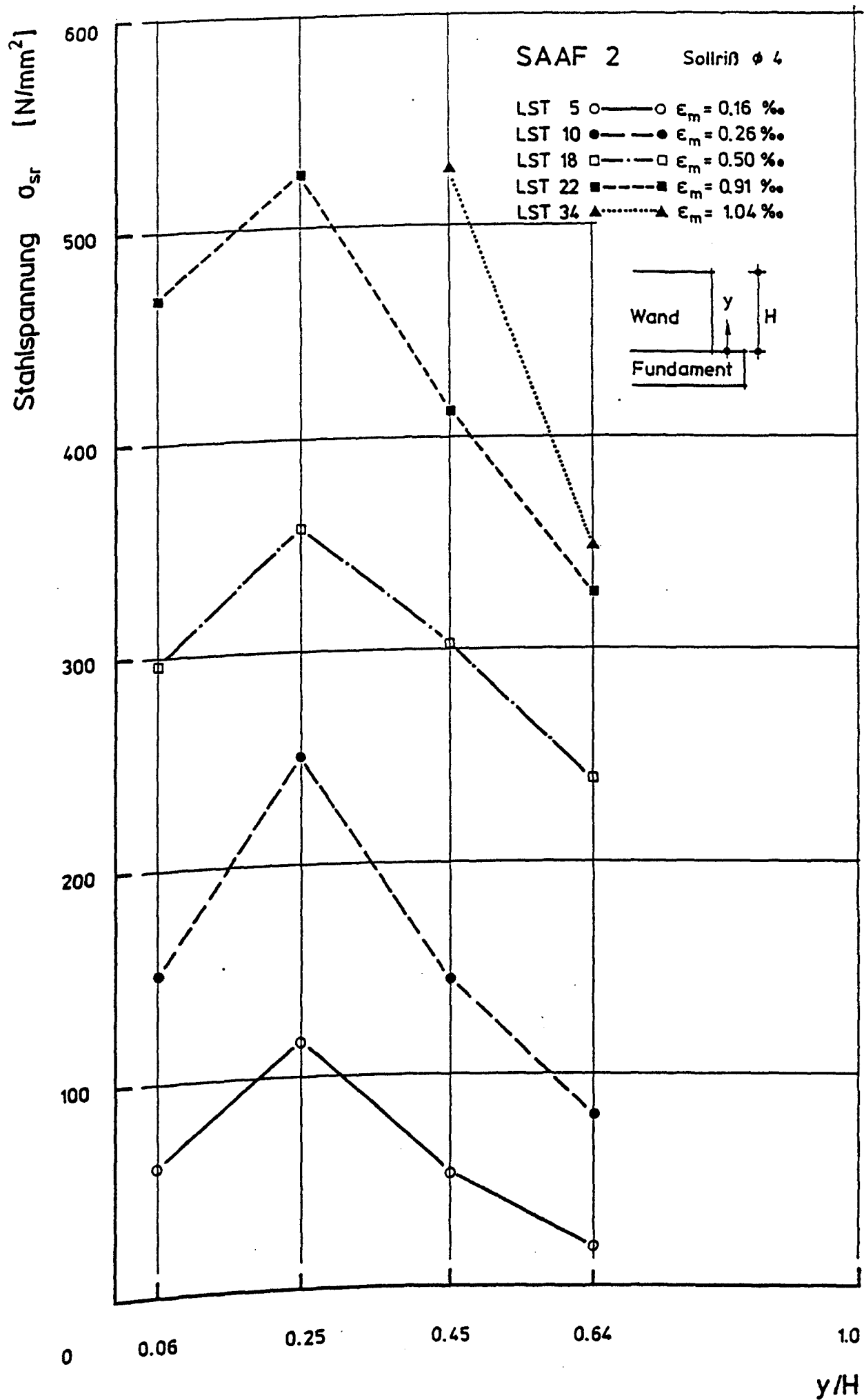


Abb. 4.53: Verlauf der Stahlspannung im Sollriß

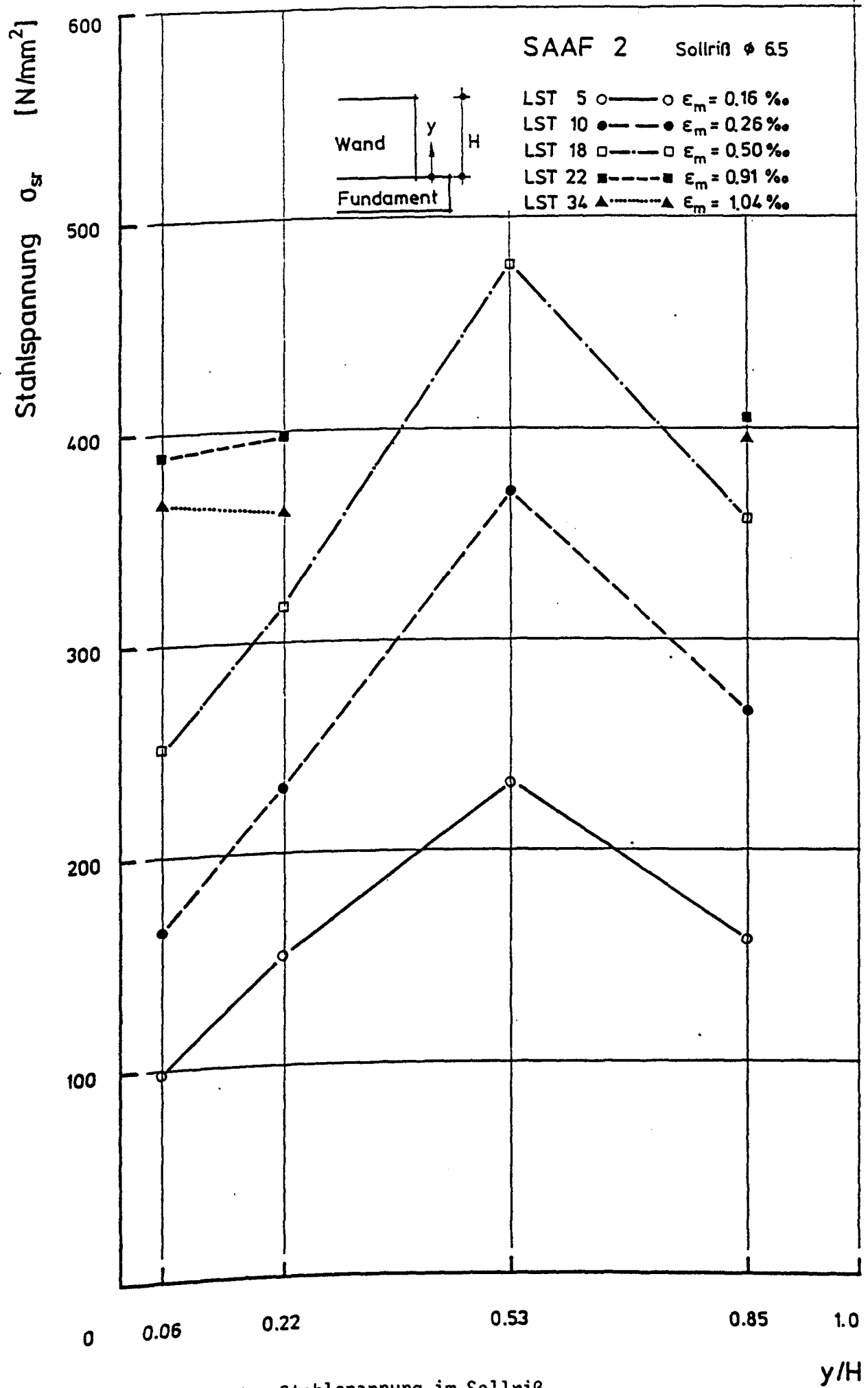


Abb. 4.54: Verlauf der Stahlspannung im Sollriß

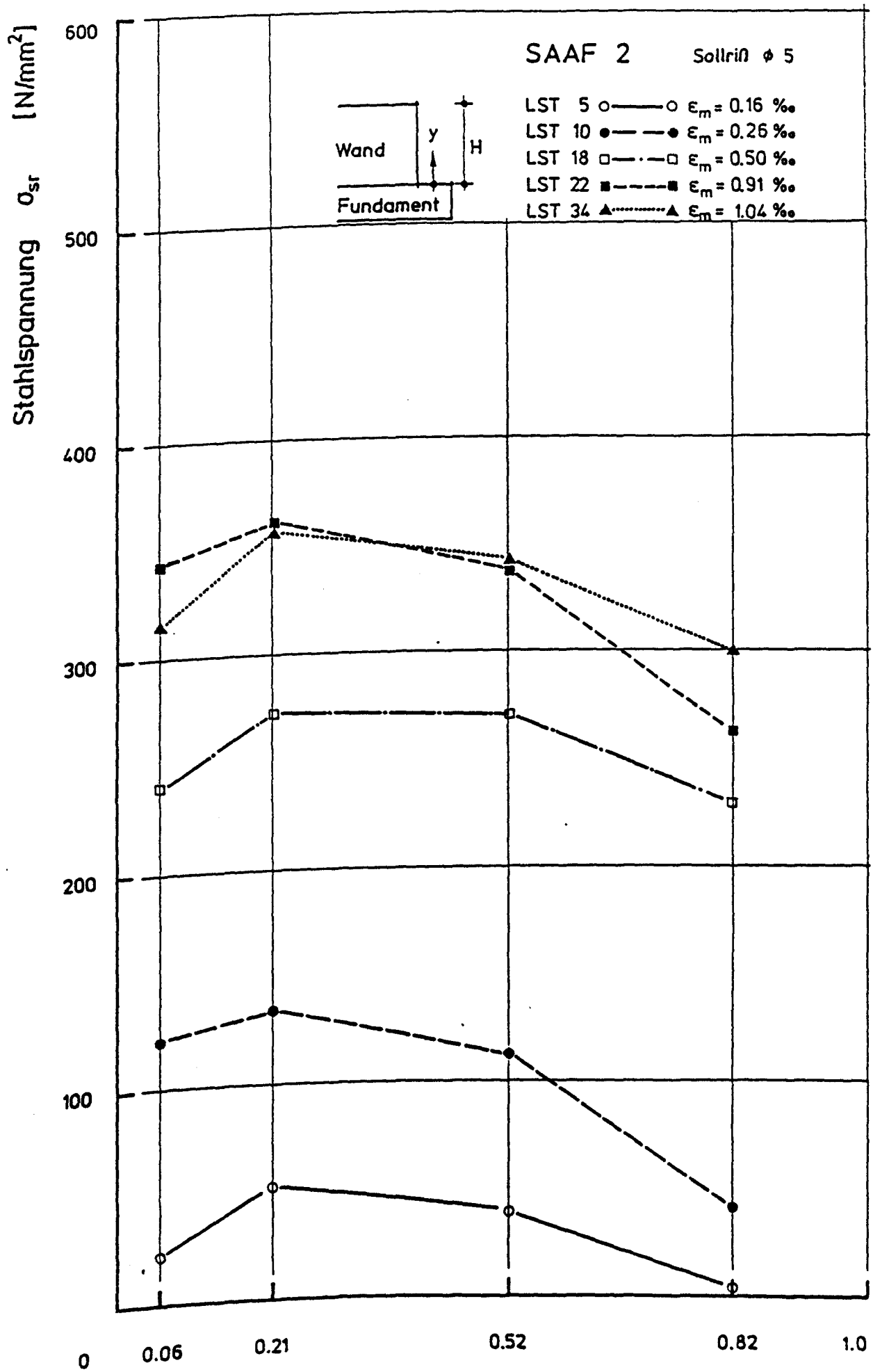


Abb. 4.55: Verlauf der Stahlspannung im Sollriß

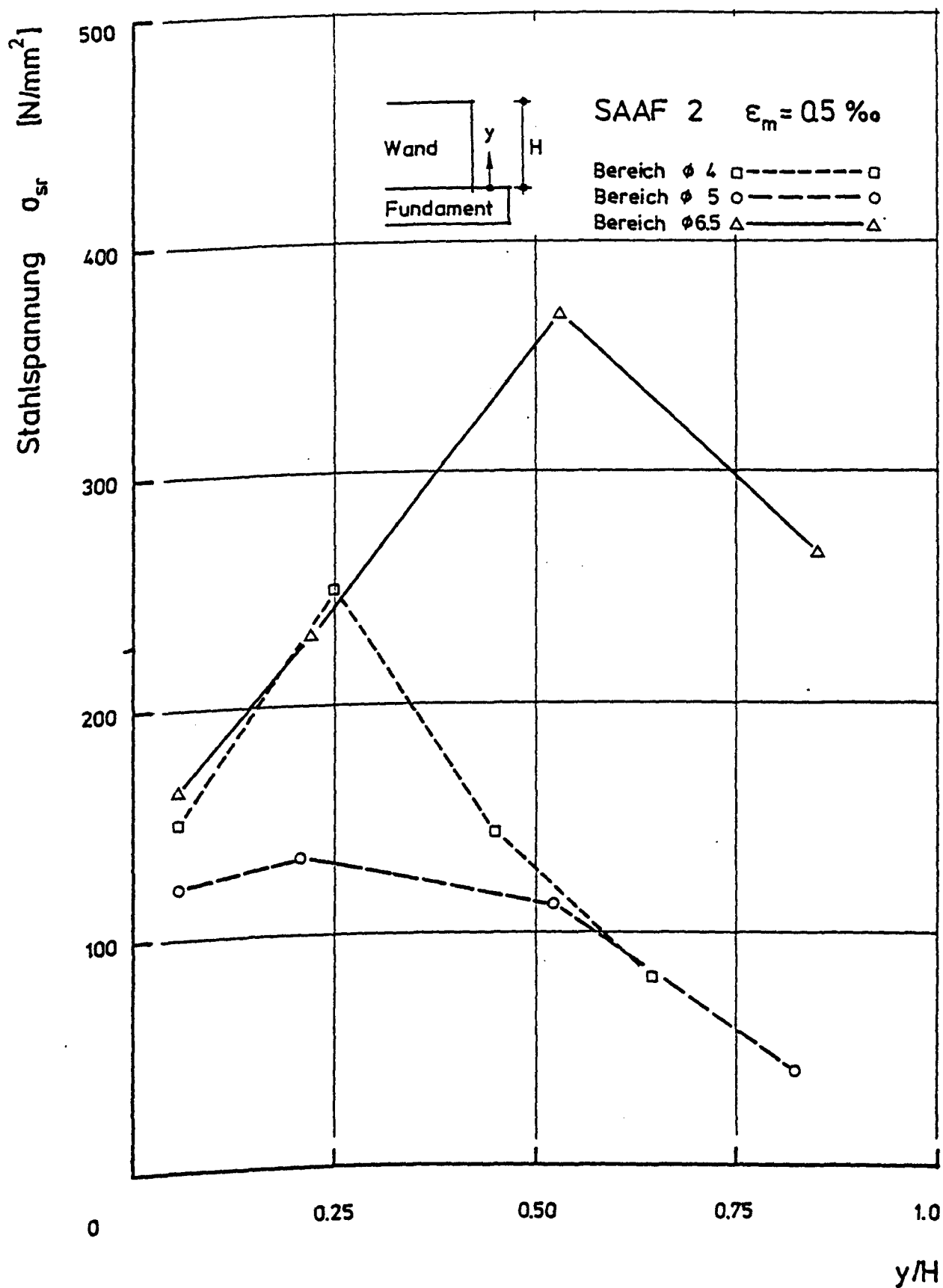


Abb. 4.56: Stahlspannung in unterschiedlich bewehrten Bereichen

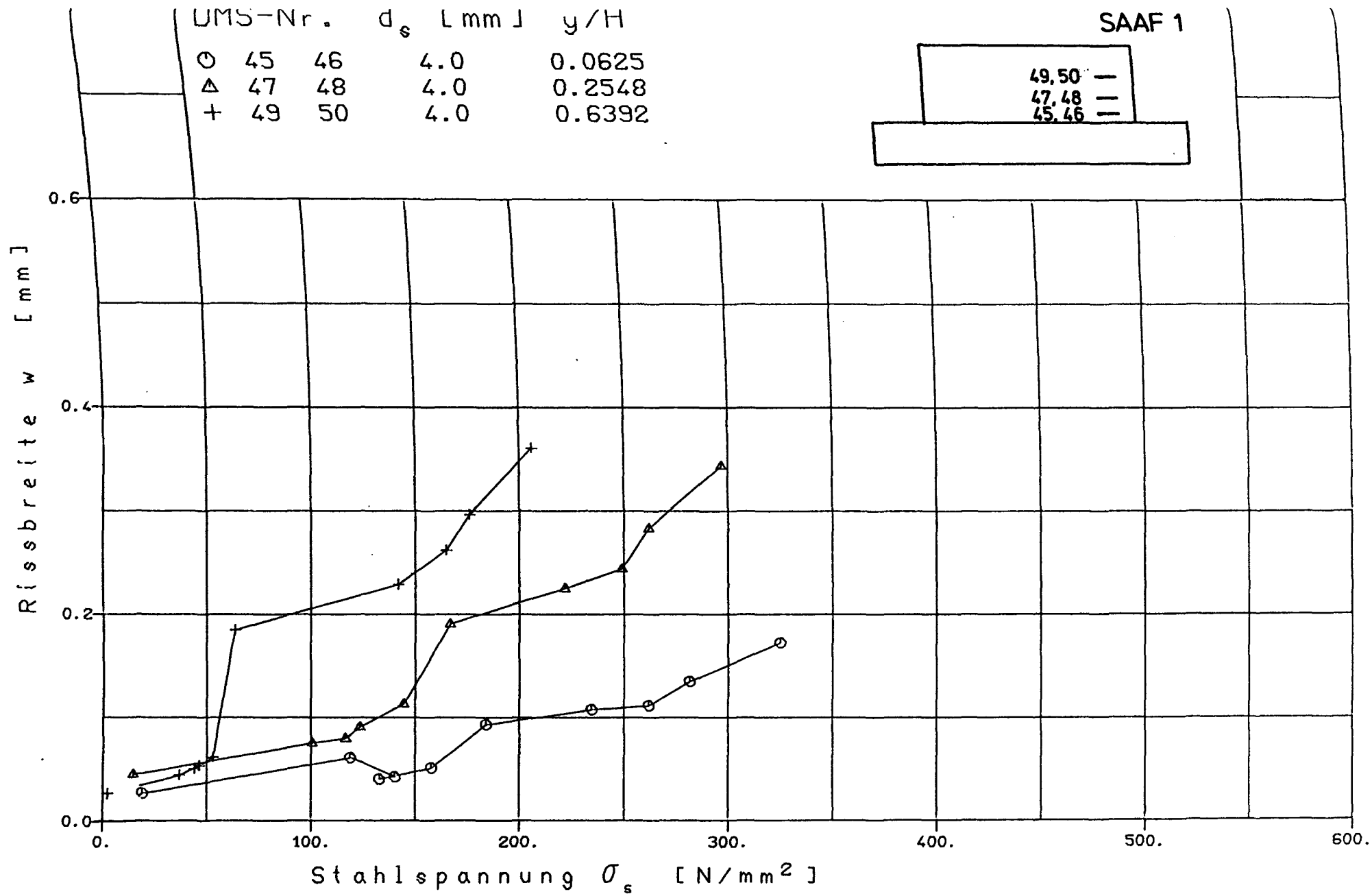


Abb. 4.57: Zusammenhang zwischen Stahlspannung im Riß und Rißbreite

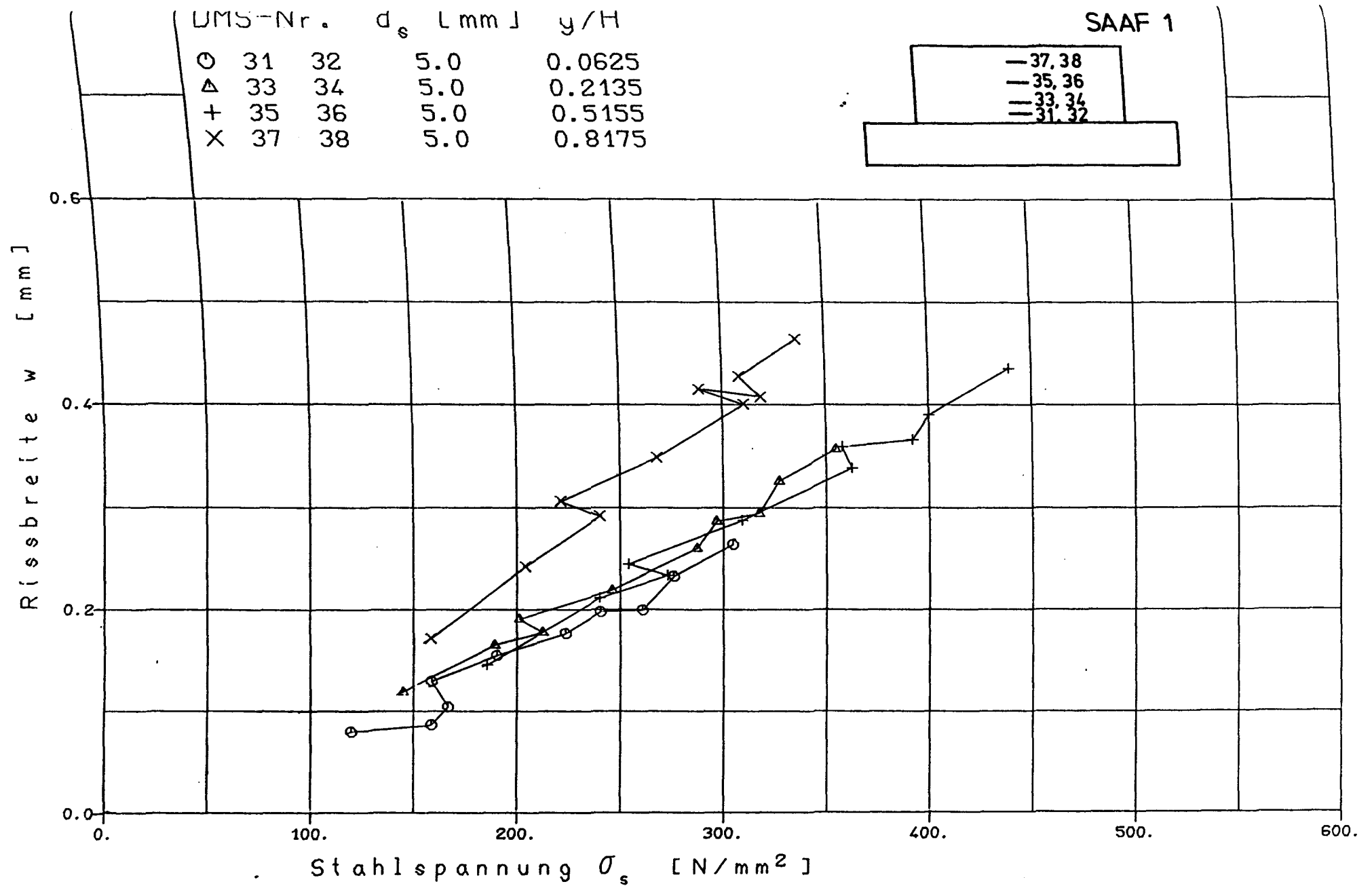


Abb. 4.58: Zusammenhang zwischen Stahlspannung im Riß und Rißbreite

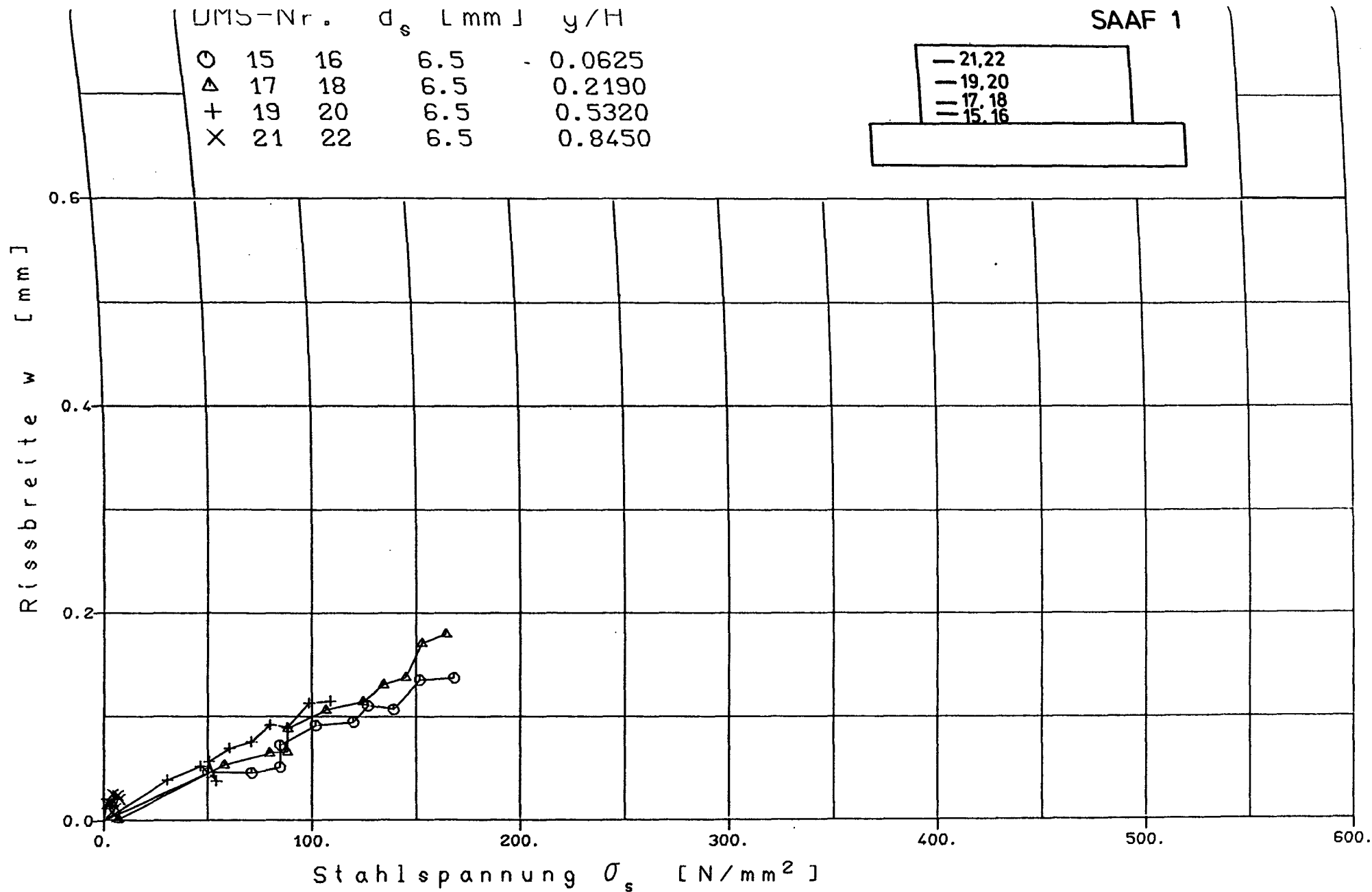


Abb. 4.59: Zusammenhang zwischen Stahlspannung im Riß und Rißbreite

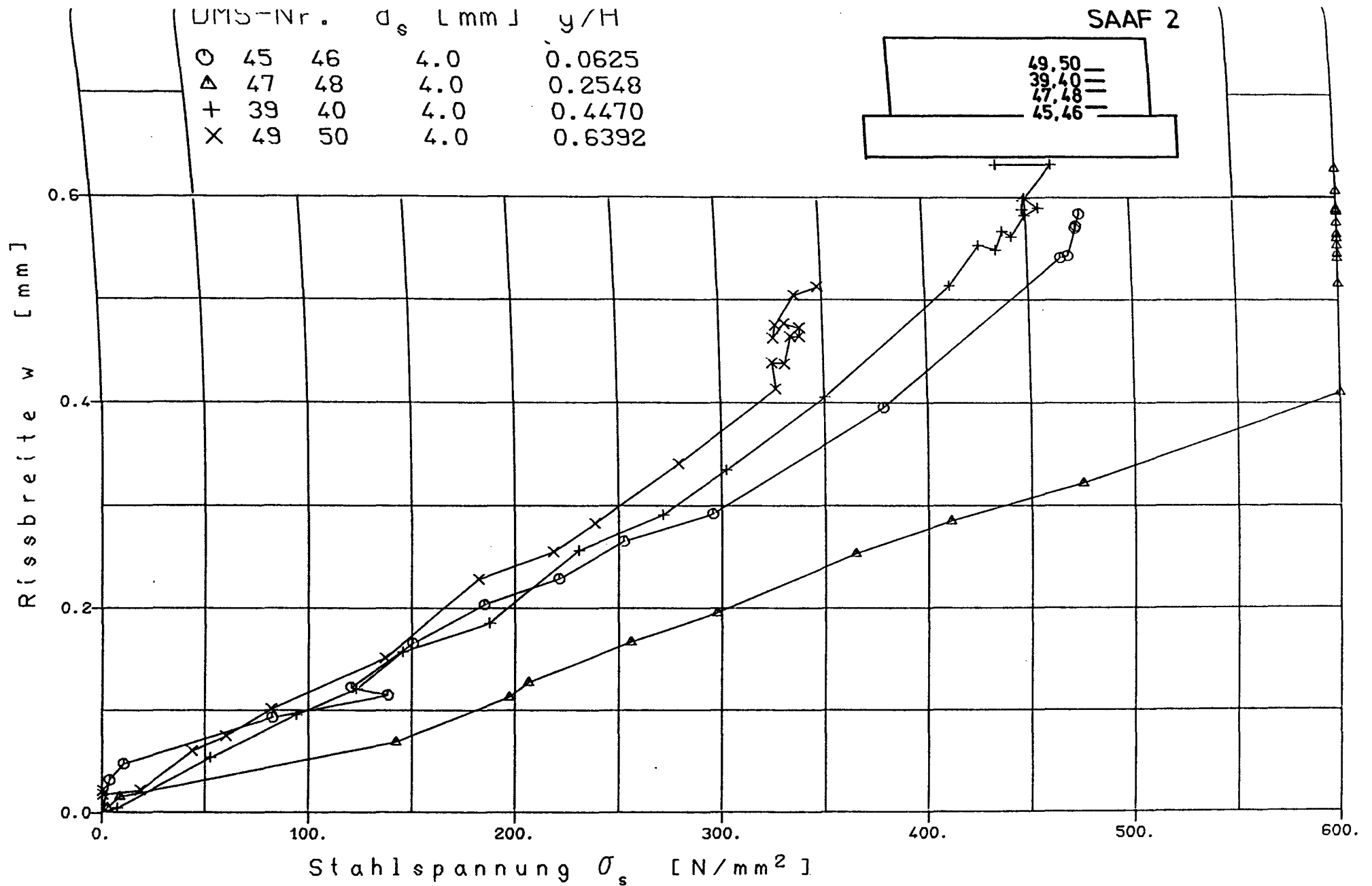


Abb. 4.60: Zusammenhang zwischen Stahlspannung im RiB und RiBbreite

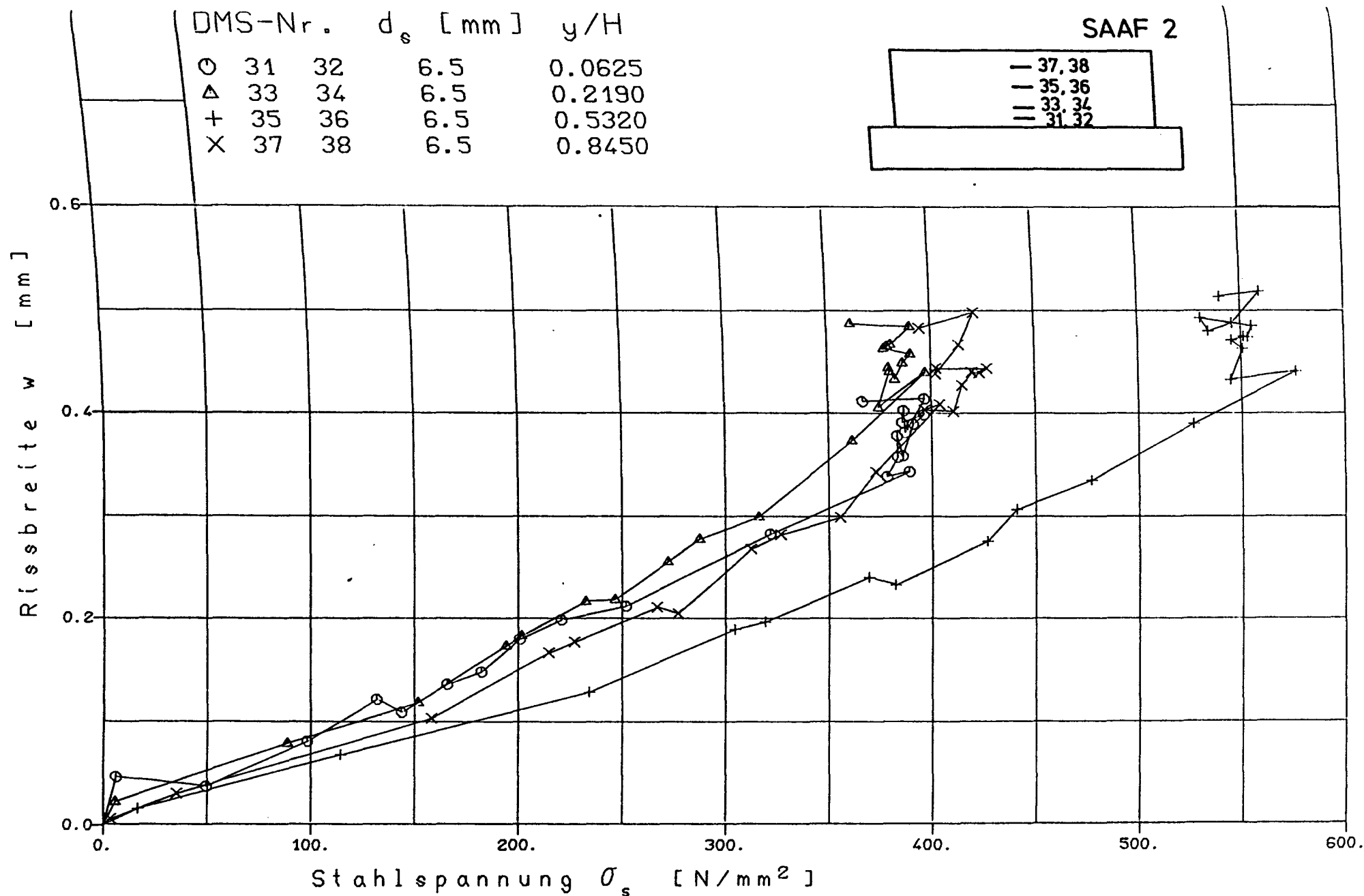


Abb. 4.61: Zusammenhang zwischen Stahlspannung im Riß und Rißbreite

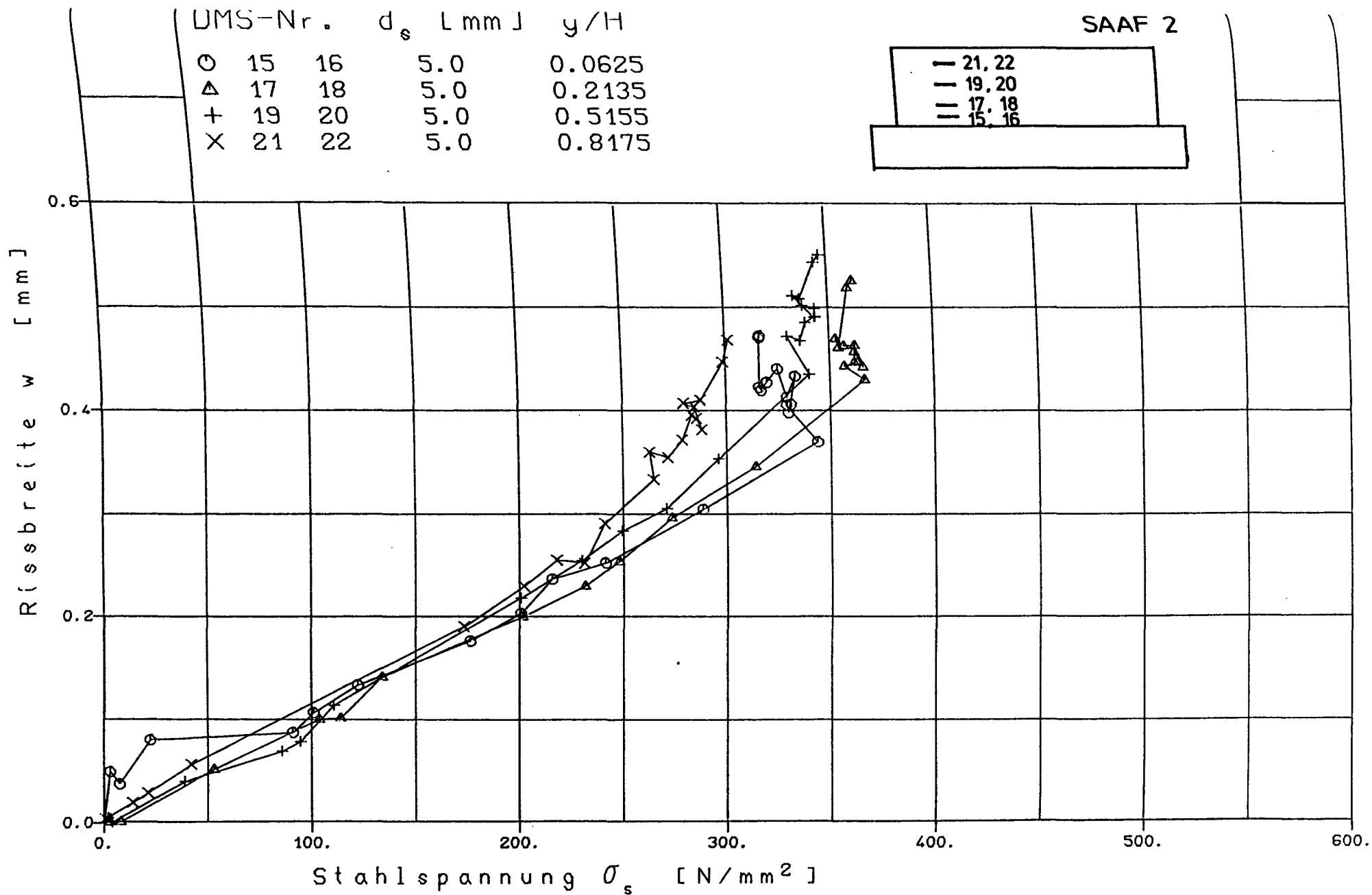


Abb. 4.62: Zusammenhang zwischen Stahlspannung im RiB und RiBbreite

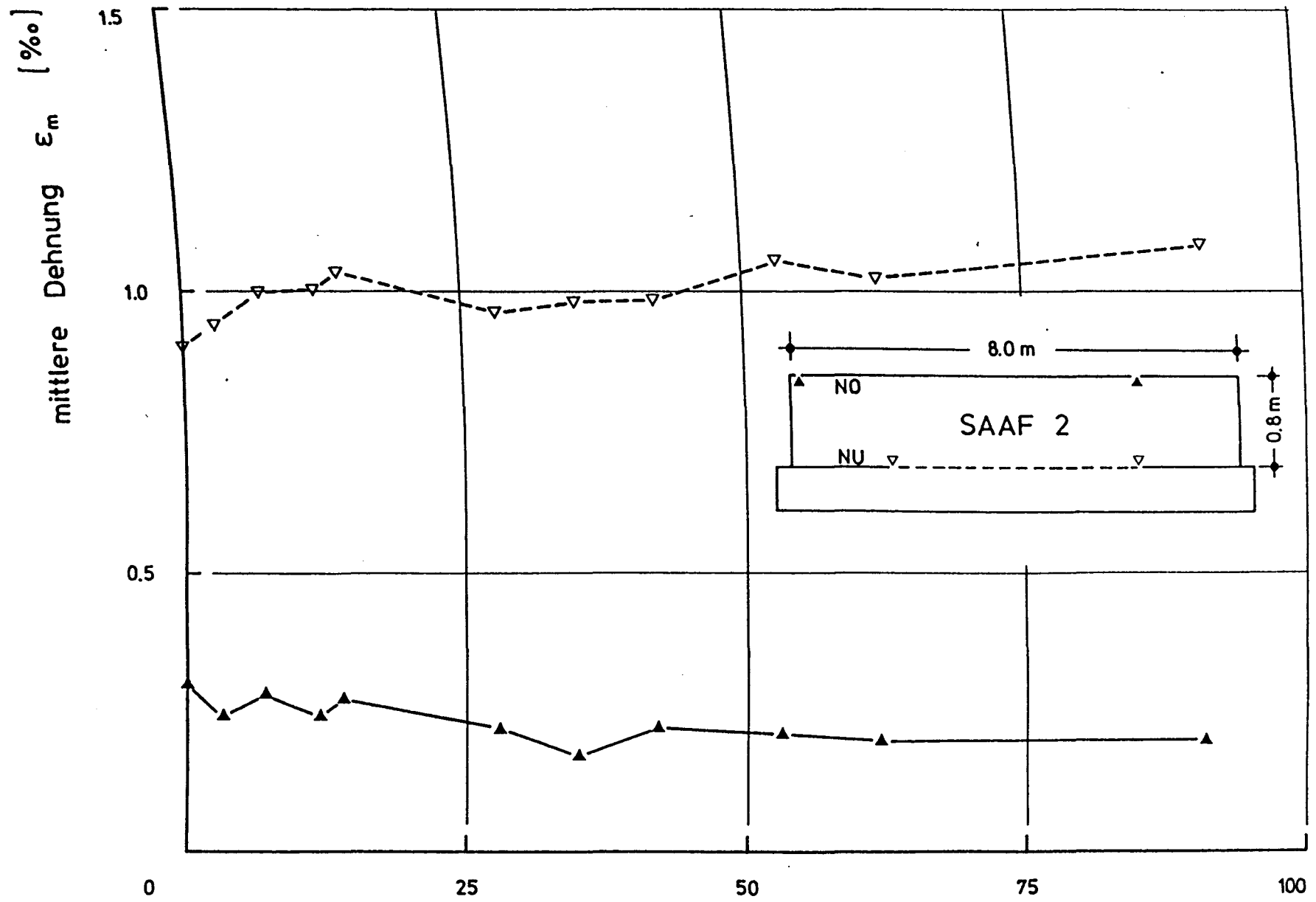


Abb. 4.63: Dehnungen in der Wand während der Standzeit

Standzeit [d]

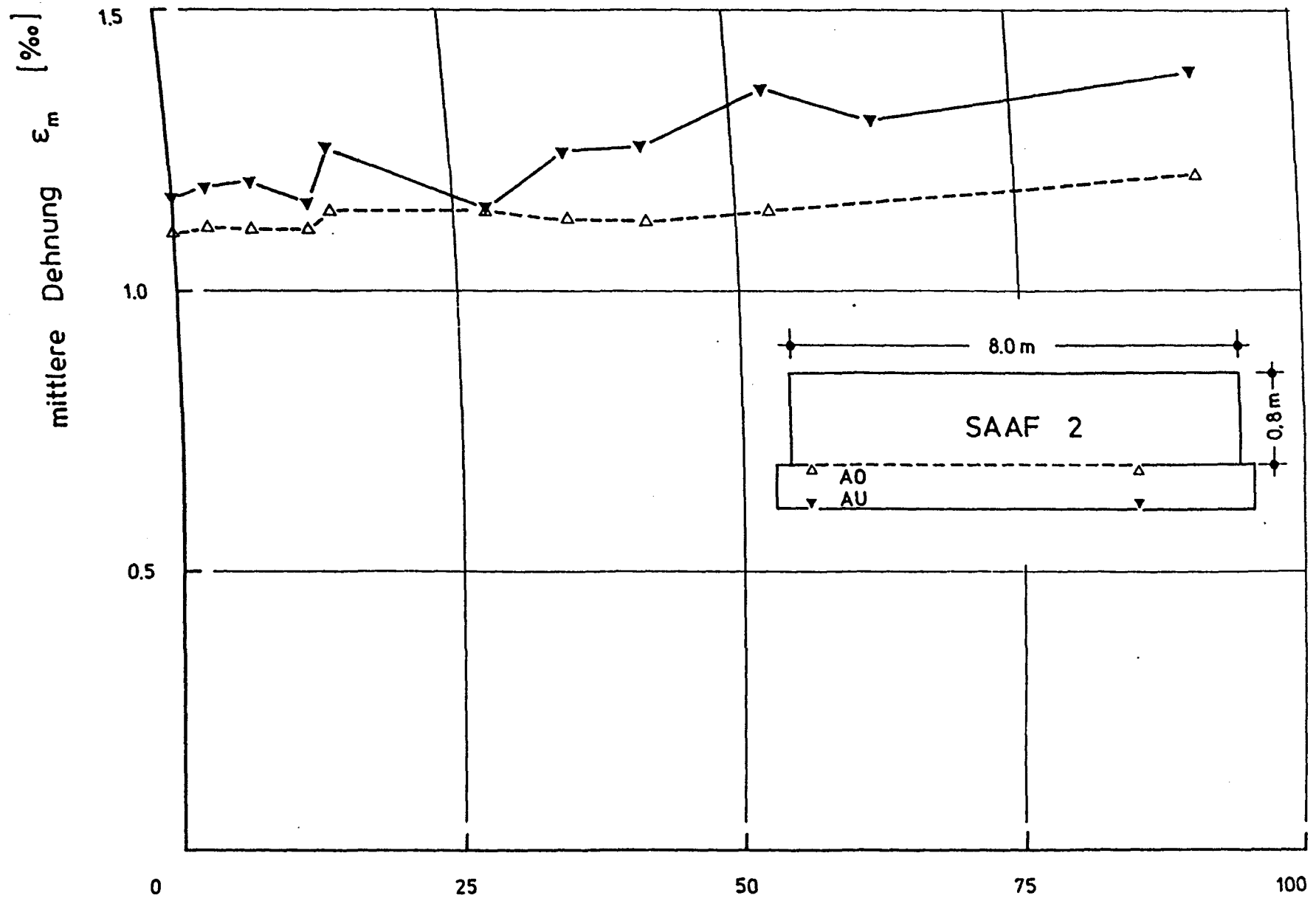
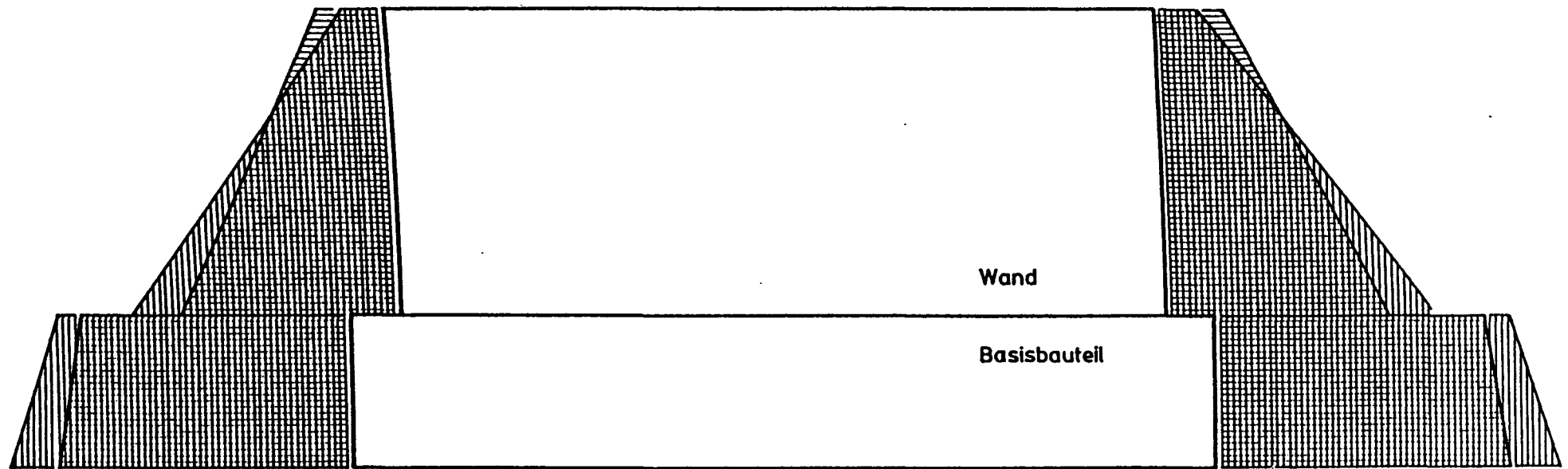


Abb. 4.64: Dehnungen im Basisbauteil während der Standzeit

Standzeit [d]



2 cm $\hat{=}$ 0,5 ‰ einseitig




-  Anfangszustand: Basisbauteil vorgespannt, Wand ohne Zwang
-  Spannkraft abgelassen
-  nach 90 Tagen Standzeit

Abb. 4.65: Dehnungsentwicklung während des Versuchs und in der Standzeit

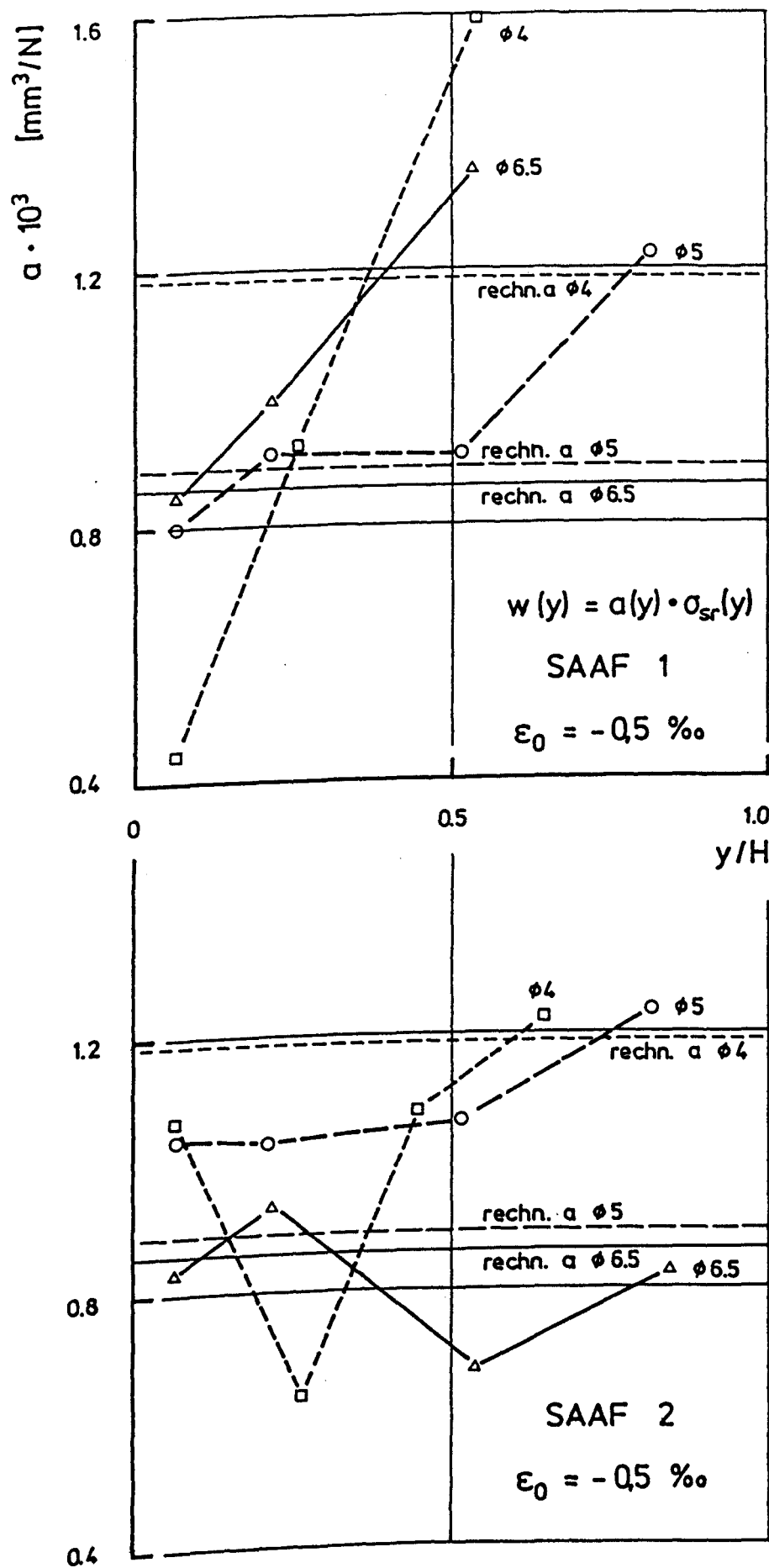


Abb. 5.1: Geradenanpassung für die Beziehung zwischen Stahlspannung und Rißbreite

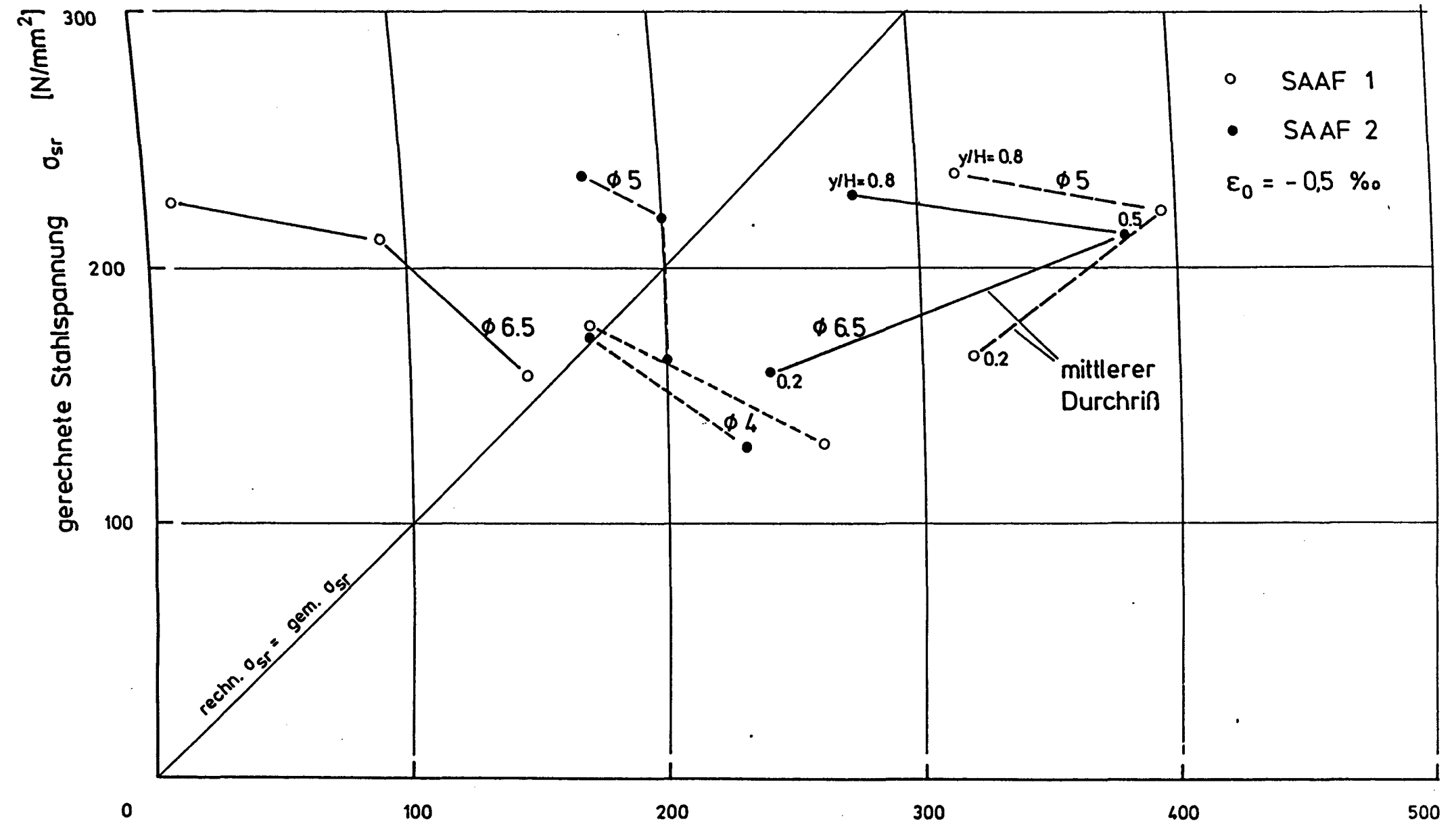


Abb. 5.2: Vergleich der gemessenen und gerechneten Stahlspannungen im Riß

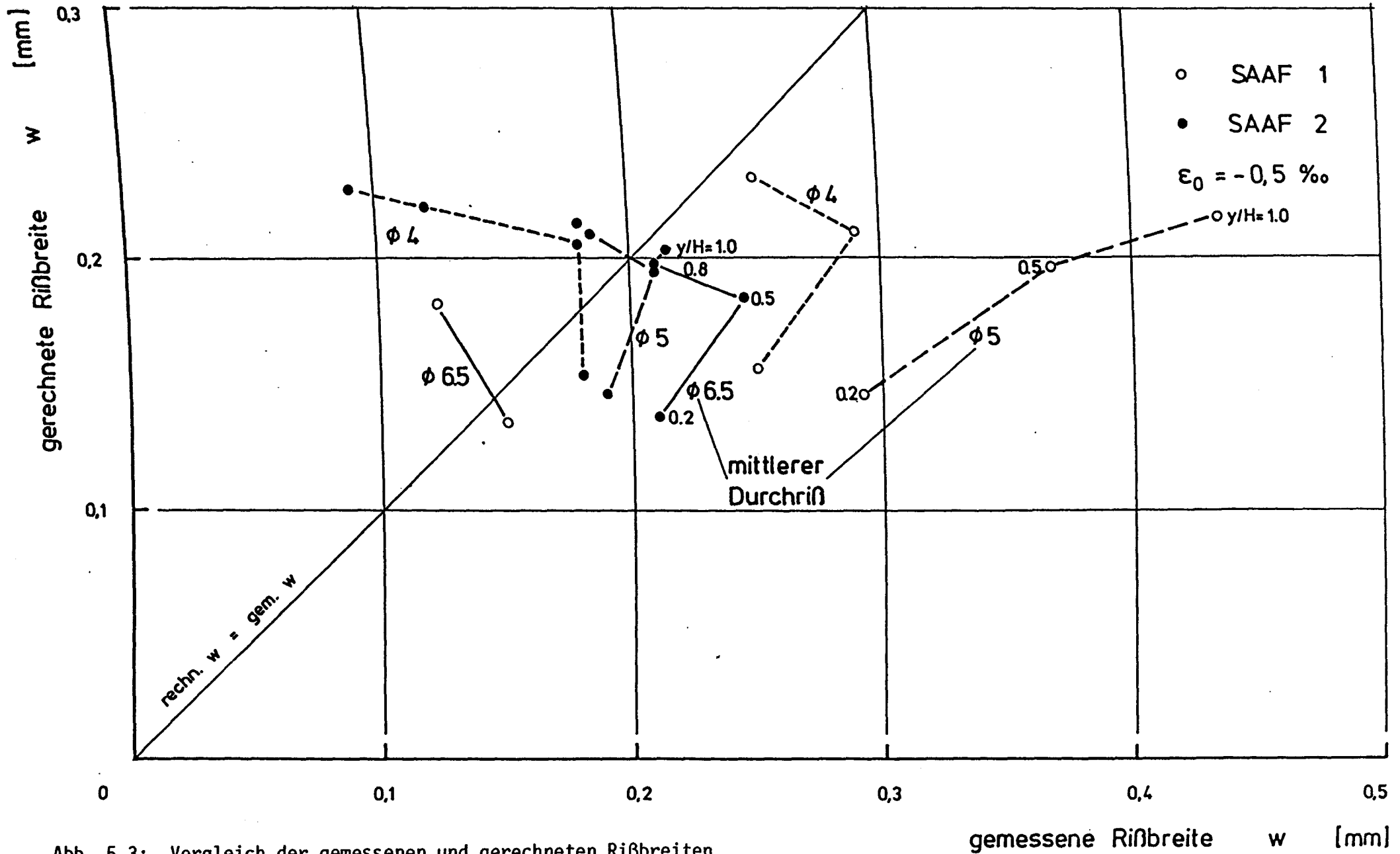


Abb. 5.3: Vergleich der gemessenen und gerechneten Rißbreiten

